

Matheus Furtado Arceno

**DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DE SAPATAS E BLOCOS DE
COROAMENTO**

Florianópolis

2018



Universidade Federal de Santa Catarina
Centro Tecnológico
Departamento de Engenharia Civil

Matheus Furtado Arceno

**DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DE SAPATAS E BLOCOS DE
COROAMENTO**

Trabalho de Conclusão do Curso de Graduação em Engenharia Civil do Centro Tecnológico da Universidade Federal de Santa Catarina como requisito para a obtenção do Título de Bacharel em engenharia civil.

Orientador: Prof. Roberto Caldas de A. Pinto, Dr.

Florianópolis

2018

Ficha de identificação da obra

Arceno, Matheus Furtado
Dimensionamento estrutural de sapatas e blocos de
coroamento / Matheus Furtado Arceno ; orientador, Roberto
Caldas de A. Pinto, 2018.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) -
Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico,
Graduação em Engenharia Civil, Florianópolis, 2018.

Inclui referências.

1. Engenharia Civil. 2. Dimensionamento de fundações. 3.
Sapatas. 4. Blocos de Coroamento. I. Pinto, Roberto Caldas
de A.. II. Universidade Federal de Santa Catarina.
Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

Matheus Furtado Arceno

**DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DE SAPATAS E BLOCOS DE
COROAMENTO**

Este Trabalho Conclusão de Curso foi julgado adequado para obtenção do Título de Engenheiro Civil e aprovado em sua forma final pelo Programa de Graduação da Universidade Federal de Santa Catarina

Florianópolis, 25 de julho de 2018.

Banca Examinadora:



Prof.º Roberto Caldas de A. Pinto, Dr.

Orientador

Universidade Federal de Santa Catarina

Dedico este trabalho aos meus pais, por sempre priorizarem a educação dos seus filhos.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente gostaria de agradecer a Deus, por dar oportunidade de ter uma vida e educação de excelente qualidade. Por estar sempre proporcionando coisas boas e colocando em minha vida pessoas do bem.

Aos meus pais, **Nelson e Maria Gorett**, por durante toda sua vida abdicar de desejos pessoais para oportunizar o melhor estudo possível, por me ensinarem o valor do conhecimento e do trabalho. Mas, acima de tudo, pelo apoio, educação, carinho e amor que sempre me proporcionaram. Serei eternamente grato por tudo que vocês fizeram. Amo vocês.

Às minhas irmãs, **Janaina e Maria Eduarda**, que sempre torceram e acreditaram no meu potencial.

À minha namorada, **Karolainy**, por todo carinho e amor, por me apoiar e incentivar a todo o momento. E, principalmente, pela parceria e compreensão. Você chegou no momento em que eu mais precisei. Você me faz querer ser uma pessoa e um profissional muito melhor. Muito obrigado, por tudo. Amo você.

Aos meu dois tutores, amigos e chefes de estágios, **Tiago Coelho e Paulo Wagner**, por me proporcionarem uma oportunidade única de conhecimento, aprendizagem e parceria. Pela paciência do ensino e por toda a experiência profissional que me ocasionaram. Nunca esquecerei o que fizeram por mim.

Às grandes amigas que a engenharia civil me deu, **Lígia, Júlia e Eloisa**, pelo convívio durante esses anos, por tornarem meus dias mais alegres, pelo compartilhamento de conhecimento, pelas palavras amigas e por todo o suporte que grandes amizades permitem. Com certeza a graduação foi muito mais fácil com vocês.

Aos meus grandes amigos, companheiros de estudo e de lazer, **Pedro Sodré, Matheus Chirolli e Francisco Dullius**. Por todo o convívio e aprendizado. Pelo suporte e ajuda em momentos que precisei muito, na vida acadêmica e pessoal. Pelas muitas histórias e uma amizade fortemente construída. Boa parte dessa conquista, eu devo a vocês.

Ao meu orientador, **Roberto**, por aceitar a proposta de trabalho, por todo suporte, ensinamento, tempo e dedicação que foi necessário para elaboração deste trabalho.

“Sonhos determinam o que você quer. Ação determina o que você conquista.”
(Aldo Novak)

RESUMO

O presente trabalho de conclusão de curso tem como objetivo o estudo do dimensionamento estrutural de fundações rasas do tipo sapata e de blocos de coroamento de fundações profundas. Será apresentado pelo menos um método de dimensionamento estrutural, trazendo referências e opiniões de diferentes autores que já elaboraram estudos sobre o assunto e será explicado o roteiro de cálculo de armaduras para as diferentes situações que podem ser encontradas nesses tipos de fundação. O intuito foi buscar o maior número de informações de métodos já utilizados e concretizados no ramo da Engenharia de Fundações, como o Método da Biela e também o Método da Flexão. Para o dimensionamento das sapatas e blocos de coroamento será feito o cálculo considerando fundações rígidas, explicando o comportamento estrutural e as considerações que a norma brasileira permite adotar para esse tipo de estruturas. Existem algumas informações sobre o dimensionamento das fundações que podem não ser muito claras e será tentado buscar esses esclarecimentos em recomendações de engenheiros que já dissertaram sobre o assunto, através de apostilas ou revisões bibliográficas. Além também de saber como que é resolvido tal inconsistência na ramo prático. Ao final será aplicado o estudo e conhecimento adquirido através do projeto de dimensionamento de sapatas e blocos de coroamento tomando como base uma planta de carga de uma edificação.

Palavras-chave: Sapatas. Blocos de coroamento. Estruturas de fundação. Dimensionamento estrutural.

ABSTRACT

This course conclusion paper has as objective the study of the flat foundations of the shoe type and crowning blocks of deep foundations structural design. It will be presented at least one method of structural design, bringing references and opinions from different authors who have elaborated studies about the subject and it will be explained the calculation memorial of the reinforcement steel for the different situations that may be found in those types of foundation. The intent was to reach the most number of information of methods already used and concretized in the Foundation Engineering field, as the connecting road method and also the bending method. For the design of the shoe type foundation and crowning blocks the design will be done considering rigid foundations, explaining the structural behavior and the considerations that the Brazilian norm allows to adopt for these types of structure. There are some information about the foundation design that may be not very clear and it will be tried to reach this clarification on engineer recommendations who have already discourse about this subject, through books or bibliographic reviews. Also knowing how it is resolved that inconsistency in the practice field. In the end it will be explained the study and the knowledge acquired through this shoes and crowns foundations design starting with a load plant of a edification.

Keywords: Shoes. Crowning blocks. Foundation structures. Structural design.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1- Fundações rasas.	21
Figura 2- Bloco de fundação escalonado e comum.....	21
Figura 3- Armadura resistente à tração na sapata.....	22
Figura 4- Sapatas isoladas.	23
Figura 5- Centro geométrico de pilares coincidentes com o da sapata.	23
Figura 6- Limite para sapata retangular.	24
Figura 7- Ações em sapatas.....	24
Figura 8- Sapata associada retangular sem e com viga de rigidez.	25
Figura 9- Sapata associada trapezoidal.	25
Figura 10- Sapata excêntrica e condição de apoio da sapata no solo.....	26
Figura 11- Viga alavanca.	27
Figura 12- Sapara corrida para apoio de parede (A) e pilares alinhados (B).	28
Figura 13- Comprimento A mínimo para confirmar a sapata corrida.	28
Figura 14- Detalhes construtivos para sapatas.	30
Figura 15- Estimativa para as dimensões da sapata.	30
Figura 16- Analogia entre laje lisa e sapata.	32
Figura 17- Sapata rígida dentro do cone hipotético de punção.	33
Figura 18- Distribuição de pressão no solo em sapata sob carga centrada: (A) Sapata rígida sobre solo argiloso; (B) Sapata rígida sobre solo arenoso; (C) Distribuição simplificada (uniforme).	34
Figura 19- Trajetórias das tensões principais e tensão de tração uniforme na sapara rígida.....	35
Figura 20- Armadura positiva de flexão de sapata isolada.	35
Figura 21- Sapata flexível e o cone hipotético de punção.....	36
Figura 22- Modelo de cálculo utilizado para dimensionamento de sapatas.....	38
Figura 23- Altura da sapata.	40
Figura 24- Centro geométrico do trapézio.	40
Figura 25- Tensão de cisalhamento na sapata.	42
Figura 26- Caminho da carga do pilar em direção à base da sapata.	45
Figura 27- Esquema de forças atuantes na sapata pelo método das bielas.....	46
Figura 28- Forças na direção X da sapata.	47

Figura 29- Esforços internos em sapatas associadas.....	50
Figura 30- Sapata associada com pilar de divisa.....	53
Figura 31- Dimensionamento econômico para sapata associada, com N_1 e N_2 equivalentes e nenhum de divisa.	53
Figura 32- Valor de c para sapata isolada simétrica e associada.....	54
Figura 33- Armadura de flexão transversal.	55
Figura 34- Esforços atuantes na sapata corrida.	57
Figura 35- Força horizontal gerando momento fletor na base.	59
Figura 36- Força excêntrica gerando momento fletor na base.	60
Figura 37- Limite para que a área comprimida da sapata esteja de acordo com a NBR 6122.	60
Figura 38- Sapatas submetidas a cargas excêntricas e tensões no solo.....	61
Figura 39- Sapata rígida submetida a uma carga com pequena excentricidade.....	62
Figura 40- Núcleo central de uma sapata retangular de lados $A \times B$	64
Figura 41- Sapata com carga excêntrica com distribuição triangular de tensões.....	65
Figura 42- Regiões de aplicação da carga com excentricidades em duas direções....	68
Figura 43- Área comprimida e linha neutra da região 1.....	69
Figura 44- Área comprimida e linha neutra da região 2.....	70
Figura 45- Área comprimida e linha neutra da região 3.....	71
Figura 46: Radier com vigas superiores.	74
Figura 47: Classificação do radier quanto à geometria.	75
Figura 48- Estaca e Tubulção.	76
Figura 49- Tubulão a céu aberto e a ar comprimido.	77
Figura 50- Bloco de coroamento sobre estaca e tubulão.....	79
Figura 51- Modelo biela-tirante para bloco de fundação.	81
Figura 52- Modelo idealizado biela-tirante ligado por nós.	82
Figura 53-Critérios de arranjo de armaduras.....	84
Figura 54- Armadura segundo o plano das bielas.	84
Figura 55- Armadura segundo o lado do bloco.	85
Figura 56- Disposição da armadura principal em malha.....	85
Figura 57- Barras com diferentes comprimentos na disposição em malha.	86
Figura 58- Armadura d distribuição.	87
Figura 59- Possível fissuração que exige armadura de suspensão no bloco sobre três estacas.....	88

Figura 60- Detalhamento da armadura de um bloco sobre duas estacas.....	90
Figura 61- Detalhes das bielas de concreto segundo Blévet (1957).	91
Figura 62- Bloco sobre uma estaca.	92
Figura 63- Esquema de forças no bloco sobre uma estaca.....	93
Figura 64- Bloco de concreto sob carga concentrada.....	94
Figura 65- Zonas de regularização de tensões dos blocos submetidos a forças concentradas.	95
Figura 66- Esquema de forças no bloco sobre duas estacas.....	96
Figura 67- Polígono de forças no bloco sobre duas estacas.	97
Figura 68- Área da biela de concreto comprimido.....	100
Figura 69- Força atuante na biela de concreto.	102
Figura 70- Análise plana do bloco sobre três estacas.....	103
Figura 71- Esquema de forças sobre bloco de três estacas.....	104
Figura 72- Decomposição da força de tração R_s	107
Figura 73- Bloco sobre três estacas. Armadura principal segundo os lados.	108
Figura 74- Esquema de forças no bloco sobre quatro estacas.....	108
Figura 75- Possíveis detalhamentos da armadura principal no bloco sobre quatro estacas.....	111
Figura 76- Modelos de blocos sobre quatro estacas ensaiados por Blévet (1967)...	112
Figura 77- Bloco sobre quatro estacas com armadura principal na direção das diagonais.....	113
Figura 78- Bloco sobre quatro estacas com armadura principal disposta nos lados e nas diagonais.	114
Figura 79- Bloco sobre quatro estacas com armadura principal na direção paralela aos lados do bloco.	115
Figura 80- Bloco sobre cinco estacas em forma de pentágono.	118
Figura 81- Esquema de forças para o bloco sobre cinco estacas em forma de pentágono.	119
Figura 82- Esquema de forças de tração sobre uma estaca para o bloco de cinco estacas em forma de pentágono.....	120
Figura 83- Detalhamento da armadura principal paralela ao lado e em malha no bloco sobre cinco estacas em forma de pentágono.....	121
Figura 84- Bloco sobre seis estacas em forma de hexágono.....	124

Figura 85- Esquema de forças para o bloco sobre seis estacas em forma de hexágono.	124
Figura 86- Esquema de forças de tração sobre uma estaca para o bloco de seis estacas em forma de hexágono.	126
Figura 87- Detalhamento da armadura principal paralela ao lado do bloco sobre seis estacas.....	127
Figura 88- Detalhamento da armadura principal segundo as diagonais no bloco sobre seis estacas.....	128
Figura 89- Momentos fletores e carga normal atuantes no bloco.	130
Figura 90- Dados do problema.	132
Figura 91- Dimensões da Sapata em Planta e verificação da tensão no solo.....	133
Figura 92- Determinação da altura da sapata.	134
Figura 93- Verificação da compressão diagonal do concreto.	135
Figura 94- Dimensionamento à flexão.	136
Figura 95- Determinação da altura da sapata.	138
Figura 96- Dimensionamento à flexão.	139
Figura 97- Pilares P59 e P60.	140
Figura 98- Sapatas S59 e S60.....	140
Figura 99- Detalhamento S59.....	144
Figura 100 - Diagrama de corpo livre da viga alavanca.....	145
Figura 101 - Diagrama de esforços cortantes.....	145
Figura 102 - Diagrama de momentos fletores.	145
Figura 103- Pilares P30 e P31.	151
Figura 104- Sapata associada S30-31.....	151
Figura 105 - Diagrama de corpo livre da sapata associada.	153
Figura 106 - Diagrama de esforços cortantes.....	153
Figura 107 - Diagrama de momentos fletores.	154
Figura 108 – Vigas fictícias sob cada pilar da sapata associada.	155
Figura 109- Pilares P28 e bloco B28.....	158
Figura 110- Detalhamento do bloco B28.	161
Figura 111- Pilares P70 e bloco B70.....	162
Figura 112- Detalhamento do bloco B70.	165
Figura 113- Pilares P69 e bloco B69.....	166
Figura 114- Detalhamento do bloco B69.	170

LISTA DE QUADROS

Quadro 1- Tipos de fundações.....	20
Quadro 2- Tipos de estacas.	78

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

CG – Centro geométrico

VR – Viga de rigidez

h – Altura

d – Altura útil

cm – Centímetro

m – Metro

MPa – Mega Pascal

KPa – Kilo Pascal

KN – Kilo Newton

DEC – Diagrama de Esforços Cortantes

DMF – Diagrama de Momento Fletores

LISTA DE SÍMBOLOS

\emptyset	Diâmetro
α	Ângulo
β	Ângulo
γ_c	Coefficiente de ponderação da resistência do concreto
γ_s	Coefficiente de ponderação da resistência do aço
ρ_{min}	Taxa geométrica mínima de armadura longitudinal
σ	Tensão normal
τ	Tensão de cisalhamento
f_{ck}	Resistência característica do concreto à compressão aos 28 dias de idade
f_{cd}	Resistência de cálculo do concreto
f_{ct}	Resistência a tração do concreto

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	15
1.1	JUSTIFICATIVA.....	15
1.2	OBJETIVO	16
1.2.1	Objetivo Geral	16
1.2.2	Objetivos Específicos.....	16
1.3	ESTRUTURA DO TRABALHO	16
1.4	LIMITAÇÕES DO TRABALHO	17
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	19
2.1	FUNDAÇÕES – TIPOS E DEFINIÇÕES	19
2.2	FUNDAÇÕES RASAS OU DIRETAS	20
2.2.1	Bloco	21
2.2.2	Sapata	21
2.2.2.1	Tipos de sapatas.....	22
2.2.2.1.1	<i>Sapata isolada</i>	<i>22</i>
2.2.2.1.2	<i>Sapata associada (ou combinada)</i>	<i>24</i>
2.2.2.1.3	<i>Sapata de divisa.....</i>	<i>25</i>
2.2.2.1.4	<i>Sapata corrida.....</i>	<i>28</i>
2.2.2.2	Detalhes Construtivos.....	29
2.2.2.3	Comportamento estrutural	31
2.2.2.3.1	<i>Sapata rígida</i>	<i>33</i>
2.2.2.3.2	<i>Sapata flexível</i>	<i>36</i>
2.2.2.4	Modelo de Cálculo	37
2.2.2.5	Dimensionamento estrutural de sapatas isoladas – Modelo de Flexão	37
2.2.2.6	Dimensionamento estrutural de sapatas isoladas – Modelo Bielas	44
2.2.2.7	Dimensionamento de sapata associada.....	48
2.2.2.7.1	<i>Sapata com base retangular.....</i>	<i>49</i>

2.2.2.8	Dimensionamento de sapata corrida (contínua)	56
2.2.2.9	Dimensionamento de sapata submetida à compressão excêntrica	59
2.2.2.9.1	<i>Sapata isolada rígida submetida à carga excêntrica em uma direção</i>	61
2.2.2.9.2	<i>Sapata isolada rígida submetida à carga excêntrica em duas direções</i>	67
2.2.3	Radier	73
2.3	FUNDAÇÕES PROFUNDAS	75
2.3.1	Comportamento estrutural.....	80
2.3.1.1	Bloco rígido	80
2.3.1.2	Bloco flexível	80
2.3.2	Modelo de cálculo	80
2.3.3	Tipos de armaduras.....	83
2.3.3.1	Armadura principal (ou de flexão)	83
2.3.3.2	Armadura de distribuição	86
2.3.3.3	Armadura de suspensão.....	87
2.3.3.4	Armadura lateral e superior	88
2.3.4	Dimensionamento estrutural.....	90
2.3.4.1	Bloco sobre uma estaca	91
2.3.4.2	Bloco sobre duas estacas	95
2.3.4.3	Bloco sobre três estacas.....	101
2.3.4.4	Bloco sobre quatro estacas	108
2.3.4.5	Bloco sobre cinco estacas.....	115
2.3.4.5.1	<i>Bloco com formato quadrado.....</i>	<i>116</i>
2.3.4.5.2	<i>Bloco em forma de pentágono.....</i>	<i>118</i>
2.3.4.6	Bloco sobre seis estacas	121
2.3.4.6.1	<i>Bloco em forma de pentágono.....</i>	<i>122</i>
2.3.4.6.2	<i>Bloco em forma de hexágono</i>	<i>123</i>
2.3.4.7	Bloco sob atuação de força axial e momento fletor	128

3	DIMENSIONAMENTO DE SAPATAS.....	131
3.1	SAPATA ISOLADA – COMPARAÇÃO DOS MÉTODOS	131
3.1.1	Método da Flexão - Exercício resolvido na apostila do Profº Spernau (s.d.)....	131
3.1.2	Método das Bielas - Exercício resolvido na apostila do Spernau (s.d.)	137
3.2	APLICAÇÃO DE DIMENSIONAMENTO DE SAPATA	139
3.2.1	Dimensionamento da sapata S59	139
3.2.2	Dimensionamento da sapata S30 e S31	150
4	DIMENSIONAMENTO DE BLOCOS DE COROAMENTO.....	157
4.1	APLICAÇÃO DE DIMENSIONAMENTO DE BLOCO	157
4.1.1	Dimensionamento do bloco B28	157
4.1.2	Dimensionamento do bloco B70	161
4.1.3	Dimensionamento do bloco B69	166
5	CONCLUSÃO	171
	REFERÊNCIAS	173
	APÊNDICE A – Desenvolvimento da expressão de sapatas excêntricas.	175
	ANEXO A – Tabela auxiliar para dimensionamento à flexão simples	177
	ANEXO B – Planta de cargas e locação de pilares.....	179
	ANEXO C – Planta de locação de blocos de coroamento.....	181

1 INTRODUÇÃO

Fundação é o elemento estrutural que transmite para o terreno as ações atuantes na superestrutura. O conhecimento da Engenharia de Fundações é essencial para a formação profissional de um engenheiro civil, mesmo que a função que irá exercer não esteja diretamente ligada a esses conhecimentos, pode-se dizer que deve fazer parte dos conhecimentos gerais desse profissional. No estudo das fundações, existe a parte geotécnica, que envolve o conhecimento do solo e determinação do tipo de fundação a ser utilizado – assunto que não será abordado nesse trabalho – e o conhecimento estrutural das fundações.

Será explicado a classificação e os tipos de fundações que são utilizados hoje como soluções no mercado. Existem as fundações rasas (superficiais) e as fundações profundas. Serão explicadas, de uma maneira simples e direta, as características e uso de cada tipo de fundação.

Após a análise do terreno e escolha da fundação, o engenheiro deve fazer o seu dimensionamento estrutural, o qual será o responsável por determinar as dimensões e, quando necessário, a armadura da fundação para que seja possível suportar as cargas da edificação.

Neste trabalho, dentre as soluções mostradas, será dado ênfase no dimensionamento estrutural das fundações do tipo sapata, dentro das fundações rasas, e dos blocos de coroamento de estacas e/ou tubulões, dentro das fundações profundas. Pretende-se utilizar bibliografias recentes e que tragam as dificuldades e soluções encontradas no meio da Engenharia de Fundações.

1.1 JUSTIFICATIVA

Durante a graduação de um engenheiro civil, o mesmo tem contato com diversas áreas da engenharia, de forma que a instituição tenta e deve preparar esse futuro profissional de modo que ele esteja em condições de atuar em qualquer área da Engenharia Civil. De maneira a complementar o conhecimento, esse trabalho foi elaborado para aprofundar-se, mesmo que ainda de modo superficial, no conteúdo da Engenharia de Fundações, com foco no dimensionamento estrutural.

Existem diferentes métodos abordados por diferentes autores e é importante estar familiarizado com, pelo menos, os métodos mais utilizados no mercado. Além de conhecer o comportamento estrutural desses elementos, os campos de aplicações, as peculiaridades e,

principalmente, os cuidados que se deve tomar para que o projeto elaborado esteja sempre em acordo com as normas brasileiras, como por exemplo, a NBR 6118:2014 a norma de projeto de estruturas de concreto.

1.2 OBJETIVO

1.2.1 Objetivo Geral

Complementar o conhecimento obtido na graduação na área de Engenharia de fundações, estudando o dimensionamento estrutural das fundações rasas do tipo sapata e dos blocos de coroamento sobre estacas e/ou tubulões.

1.2.2 Objetivos Específicos

Para atingir o objetivo geral deste trabalho, definiram-se os seguintes objetivos específicos:

- Conhecer os métodos de cálculo existentes;
- Estudar as diferentes situações de dimensionamento de sapatas e de blocos de coroamento;
- Aprender o dimensionamento em planta destas soluções adotadas e as armaduras necessárias no dimensionamento estrutural;
- Obter o conhecimento para compreensão um projeto de estrutura de fundações;
- Por fim aplicar os conhecimentos adquiridos para dimensionar as sapatas e blocos de coroamento baseado em uma planta de carga real de um edifício, apresentando as decisões que devem ser tomadas pelo engenheiro projetista.

1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO

O presente documento é composto por 5 capítulos, sendo que o primeiro capítulo apresenta uma breve introdução, justificativa e os objetivos que se tem com este trabalho.

O capítulo 2, referente à revisão bibliográfica, tratará de assuntos que precisam ser abordados para uma melhor compreensão do trabalho elaborado. Nele será explicado conceitos fundamentais como definições importantes dentro da área da Engenharia de Fundações, como tipos de fundações, usos adequados e, para o caso de sapatas e blocos de

coroamento, o comportamento estrutural, método de cálculo e, por fim, o dimensionamento estrutural passo a passo.

Nos capítulos 3 e 4, serão aplicados os métodos estudados e abordados no capítulo 2 através de uma planta de cargas real de um edifício para o qual será escolhido algumas situações para se aplicar e projetar a fundação do tipo sapata e blocos de coroamentos.

Por fim, no capítulo 5 será apresentada a conclusão do trabalho no qual se discutirá a abordagem e os conhecimentos obtidos durante o estudo, desenvolvimento e elaboração deste trabalho.

1.4 LIMITAÇÕES DO TRABALHO

Os métodos empregados neste trabalho foram estudados a partir de livros conceituados na área de dimensionamento estrutural e de algumas apostilas, como a de Bastos (2017) e Spernau (s.d.).

Um método a ser estudado é o Método de Bielas e Tirantes. Porém, como será explicado mais para frente, o método apresentado será o proposto por Lebel, para as sapatas, e por Blévet, para os blocos. Esses métodos não levam em consideração a análise no nó do modelo biela e tirante, diferentemente do que prevê a NBR 6118:2014.

A NBR 6118:2014, item 22.3.1, permite a análise da segurança no estado-limite último através da treliça idealizada, compostas por bielas, tirantes e nós. Em torno dos nós existirá um volume de concreto, designado como zona nodal, onde é verificada a resistência necessária para a transmissão das forças entre as bielas e os tirantes.

Os parâmetros de resistência para o cálculo da região nodal é definido pela NBR 6118:2014, item 22.3.2, como f_{cd1} (nós CCC), f_{cd2} (nós CTT ou TTT) e f_{cd3} (nós CCT), onde f_{cd} são tensões de resistências máximas no concreto, em verificações pelos métodos bielas e tirantes.

Sendo assim uma limitação do trabalho será a não verificação dos nós, como solicitado pela NBR 6118:2014, pelo fato dos modelos a serem estudados não o representarem.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 FUNDAÇÕES – TIPOS E DEFINIÇÕES

Um sistema de fundação é formado pelo elemento estrutural, e o maciço do solo que se encontra abaixo da construção. Como o propósito do trabalho é focar no dimensionamento e detalhamento das armaduras dos elementos estruturais, as tensões admissíveis do solo serão previamente conhecidas, não cabendo considerações aprofundadas sobre o comportamento e análise do solo, embora sejam conhecimentos fundamentais para escolha do tipo de fundação a ser empregada (CARVALHO; PINHEIRO, 2009). A partir disso, sempre que for citada no contexto a palavra “Fundação”, estará referindo-se ao elemento estrutural em si e não ao sistema como um todo.

O papel básico da fundação é transmitir as cargas da construção para o solo, de modo que sirva como um alicerce à obra e garanta que ela permaneça no lugar, sem rupturas e sem sofrer instabilidades. Além disso, deve-se garantir que o solo tenha resistência e rigidez para suportar todas as cargas transmitidas sem que o mesmo sofra ruptura ou deformações (recalques) excessivas. Segundo Carvalho e Pinheiro (2009), as fundações devem possuir um coeficiente de segurança adequado de modo que garantem a estabilidade da construção, durante toda sua vida útil.

Há diferentes formas de agrupar os vários tipos de fundação, demonstrados no Quadro 1. Existem duas classificações muito usadas na engenharia, a primeira delas referente à profundidade em que a ponta (base) do elemento é assentada no solo, dando origem a dois grandes grupos: fundações rasas (ou superficiais), como as sapatas, e as fundações profundas, como as estacas e os tubulões. Outra forma de agrupar é considerar o modo de transferência de carga do elemento para o maciço de solo. Quando a transmissão da carga ao solo se dá unicamente pela base, denomina-se fundação direta. Em contrapartida, quando essa transmissão se dá pelo atrito lateral e pela base, denomina-se fundação por estacas ou indiretas (termo não muito utilizado no Brasil) (BASTOS, 2017).

A escolha da melhor solução técnica a ser utilizada deve se levar em consideração diversos fatores, tanto técnicos (sondagens, ensaios de caracterização do solo, cargas a serem suportadas), como executivos (viabilidade executiva, condições de edificações vizinhas, mão de obra especializada). Dentro de cada classificação, consoante com o citado acima, existem diversas soluções que serão apresentadas em seguida.

Quadro 1- Tipos de fundações.

Fundações diretas rasas	blocos e alicerces	
	sapatas	corrida
		isolada
		associada
		alavancada
	radiers	
Fundações diretas profundas	tubulões	céu aberto
		ar comprimido
Fundações indiretas	brocas	
	estacas de madeira	
	estacas de aço	
	estacas de concreto pré-moldadas	
	estacas de concreto moldadas <i>in loco</i>	Strauss
		Franki
		Raiz
		Barrete/Estação

Fonte: Apostila de fundações da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (1996.)

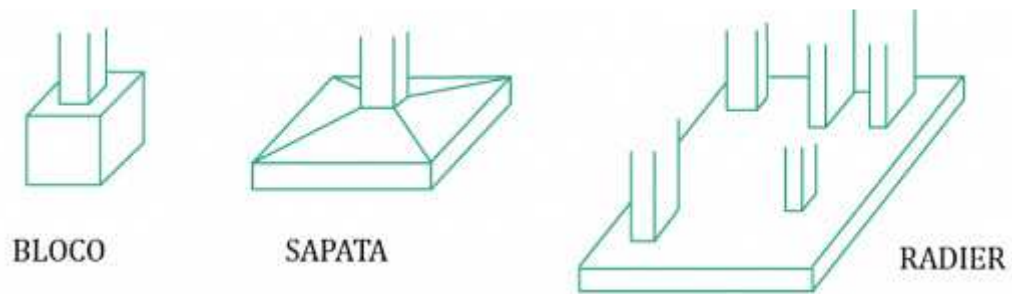
2.2 FUNDAÇÕES RASAS OU DIRETAS

As fundações rasas ou diretas são assim denominadas por se apoiarem sobre o solo a uma pequena profundidade, em relação ao solo circundante (FALCONI et al., 1998), e são adequadas quando o solo apresenta uma boa capacidade de suporte.

Segundo a NBR 6122:2010, as fundações superficiais (rasas ou diretas) são elementos cujas cargas são transmitidas ao terreno “pelas tensões distribuídas sob a base da fundação, e a profundidade de assentamento em relação ao terreno adjacente à fundação é inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação”.

Estes elementos de fundações são normalmente mais econômicos e rápidos de se executar, além de necessitar de uma mão de obra menos especializada. Do ponto de vista estrutural, dividem-se basicamente em blocos, sapatas e radier (Figura 1).

Figura 1- Fundações rasas.

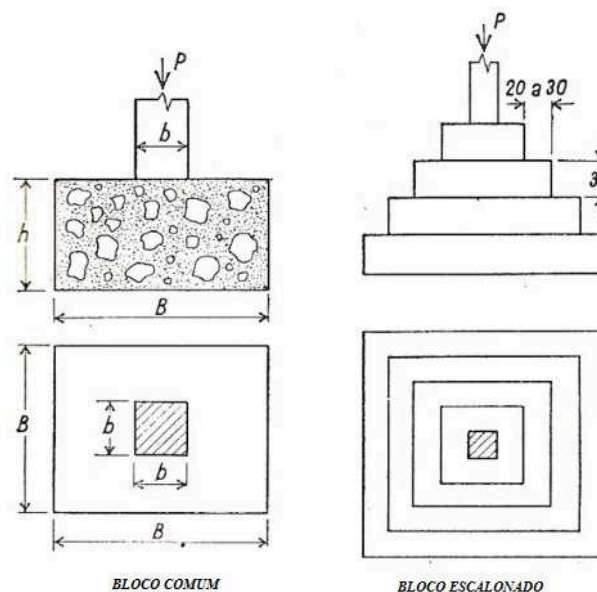


Fonte: Blog me passa ai (s.d.)

2.2.1 Bloco

Segundo a NBR 6122:2010, é um elemento de fundação de concreto, não armado, de modo que as tensões de tração sejam resistidas pelo próprio concreto. Pode possuir faces verticais de forma plana, inclinada ou escalonada, tendo formato em planta normalmente quadrada ou retangular e possuem grande rigidez, como apresentado na Figura 2.

Figura 2- Bloco de fundação escalonado e comum.



Fonte: Apostila de Fundação UNIP (2013).

2.2.2 Sapata

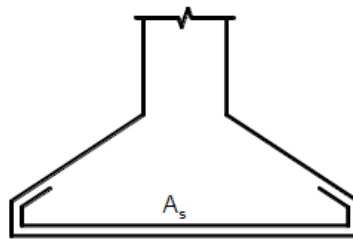
A sapata é um dos tipos mais frequentes de fundação, sendo elementos estruturais de concreto armado, com uma altura pequena relativa à sua base (CARVALHO; PINHEIRO, 2009). Ao contrário dos blocos, não trabalham somente à compressão simples, mas também a

flexão (BRITO, 1987), a qual é resistida pela armadura dimensionada e empregada. Essa solução é recomendada quando o terreno é homogêneo, ou seja, não propício a grandes recalques diferenciais.

A NBR 6122:2010 define sapata como sendo “Elemento de fundação superficial, de concreto armado, dimensionado de modo que as tensões de tração nele resultantes sejam resistidas pelo emprego de armadura especialmente disposta para esse fim”. Pela NBR 6118:2014 (item 22.6.1), “são estruturas de volume usadas para transmitir ao terreno as cargas de fundação” direta.

Na superfície correspondente à base da sapata atua a máxima tensão de tração, que na maioria das vezes supera a resistência do concreto à tração, de modo que se torna necessário dispor uma armadura resistente (BASTOS, 2016), conforme Figura 3.

Figura 3- Armadura resistente à tração na sapata.



Fonte: Bastos (2016)

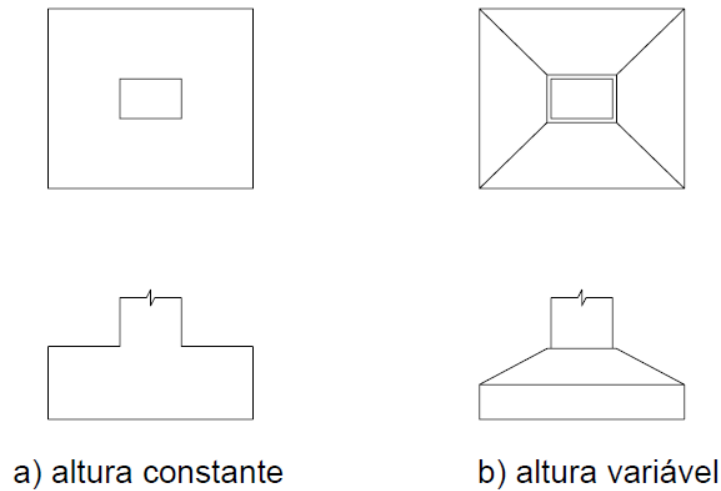
Existem variados formatos de sapata, os quais dependem, em princípio, da forma do pilar que se apóia nela (REBELLO, 2009).

2.2.2.1 Tipos de sapatas

2.2.2.1.1 Sapata isolada

Transmitem ações de um único pilar. É o tipo de sapata mais utilizado. Estas podem receber ações centradas ou excêntricas, podem ser quadradas, retangulares ou circulares e, ainda, podem ter altura constante ou variável (chanfrada) (DA SILVA, 1998), Figura 4.

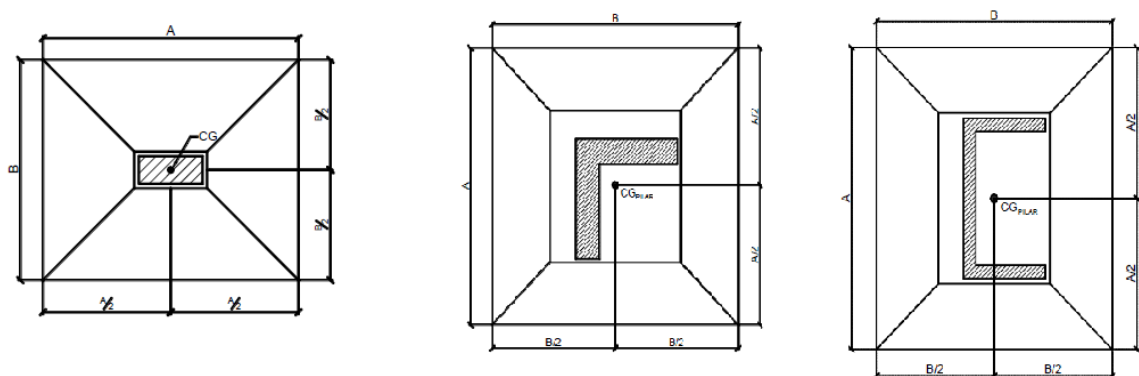
Figura 4- Sapatas isoladas.



Fonte: Da Silva (2008)

Na construção civil existem diferentes maneiras de se projetar os pilares, de modo que há pilares com formatos quadrados, retangulares, em forma de L, em forma de C, entre outros formatos. O dimensionamento da sapata de fundação independe do formato do pilar que chega na sapata, a única exigência é que o centro de gravidade (CG) do pilar e da sapata devem coincidir (BASTOS, 2016). A Figura 5 ilustra diferentes formatos de pilares que chegam na sapata de fundação, com os centros geométricos coincidentes.

Figura 5- Centro geométrico de pilares coincidentes com o da sapata.

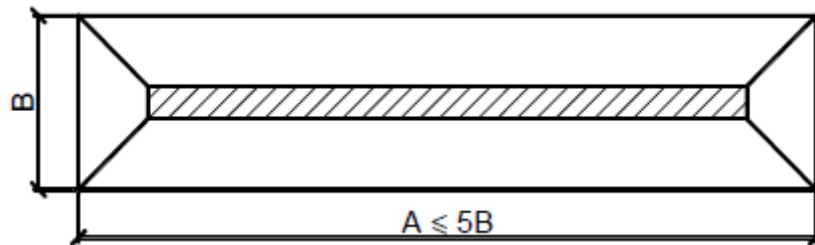


Fonte: Adaptado a partir de Bastos (2016).

Segundo Bastos (2016), dentre os variados formatos de sapata, devido à forma retangular dos pilares, os mais comuns são os retangulares (Figura 6). O autor ainda acrescenta que as ações que normalmente atuam nas sapatas são a força normal ou axial (N),

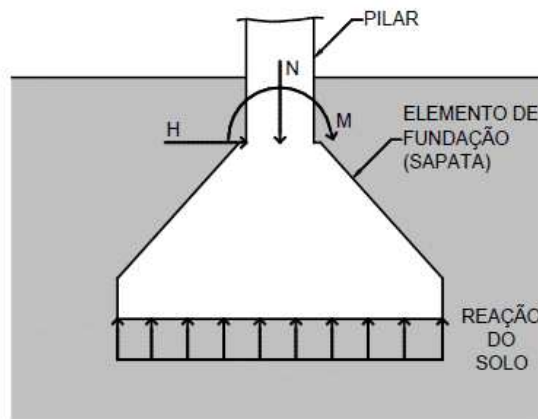
os momentos fletores (M_x e M_y) e a força horizontal (H). Estas forças são demonstradas na Figura 7.

Figura 6- Limite para sapata retangular.



Fonte: Bastos (2016).

Figura 7- Ações em sapatas.



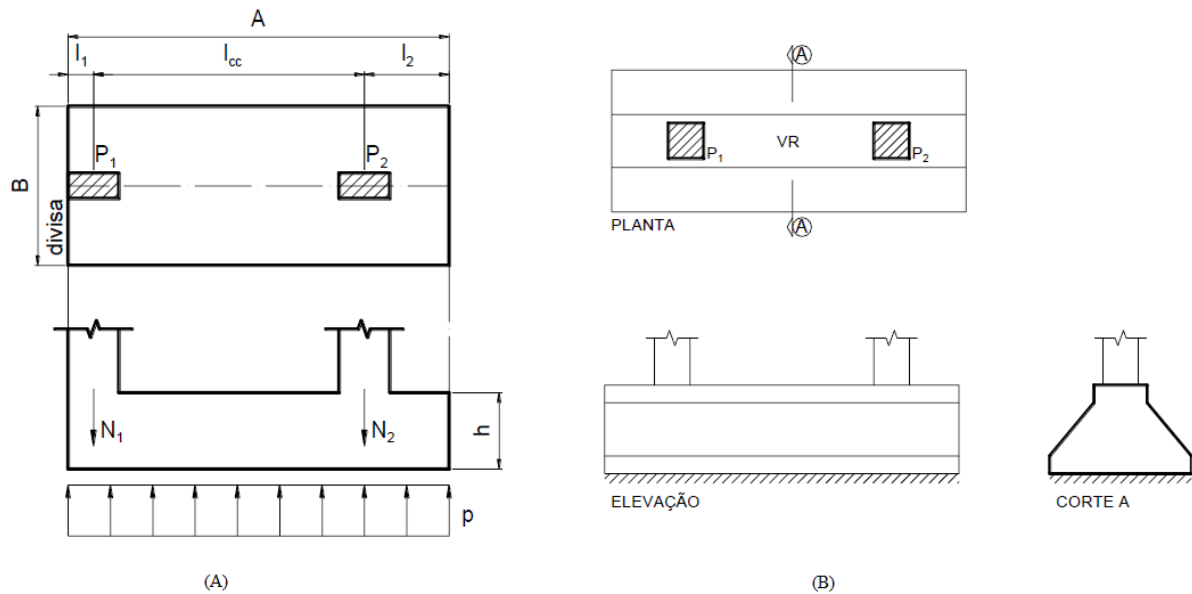
Fonte: Bastos (2016).

2.2.2.1.2 Sapata associada (ou combinada)

Em situações em que as cargas estruturais são muito altas, poderá ocorrer o caso de não ser possível projetar-se sapatas isoladas para cada pilar, pois eventualmente os pilares muito próximos podem ter suas respectivas sapatas se sobrepondo, o que inviabiliza essa solução; tornando necessário o emprego de uma sapata única para dois ou mais pilares (FALCONI et al., 1998).

Segundo Rebello (2009), no dimensionamento das sapatas de fundação, pode-se ou não ser empregado uma viga de rigidez (VR), como na Figura 8.

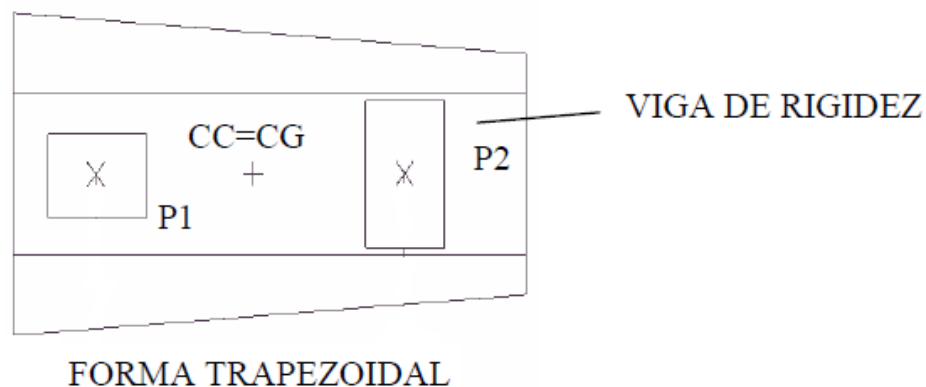
Figura 8- Sapata associada retangular sem e com viga de rigidez.



Fonte: Bastos (2016).

Com condições de ações similares, pode ser empregado uma sapata corrida simples (Figura 8), mas quando ocorrem variações consideráveis de ação, um plano de base trapezoidal satisfaz mais adequadamente à imposição de coincidir o CG da sapata com o centro de ações dos pilares (Figura 9) (DA SILVA; VANDERLEI; GIONGO, 2008).

Figura 9- Sapata associada trapezoidal.



Fonte: Adaptado de Rebello (2009).

2.2.2.1.3 Sapata de divisa

Segundo Rebello (2009), para pilares junto aos limites do terreno (divisas e alinhamento da rua) não é possível projetar-se uma sapata centrada, pois não se pode avançar

com a fundação além da divisa. Nessa circunstância, existem duas possibilidades de fundação direta: a sapata excêntrica ou a viga alavanca.

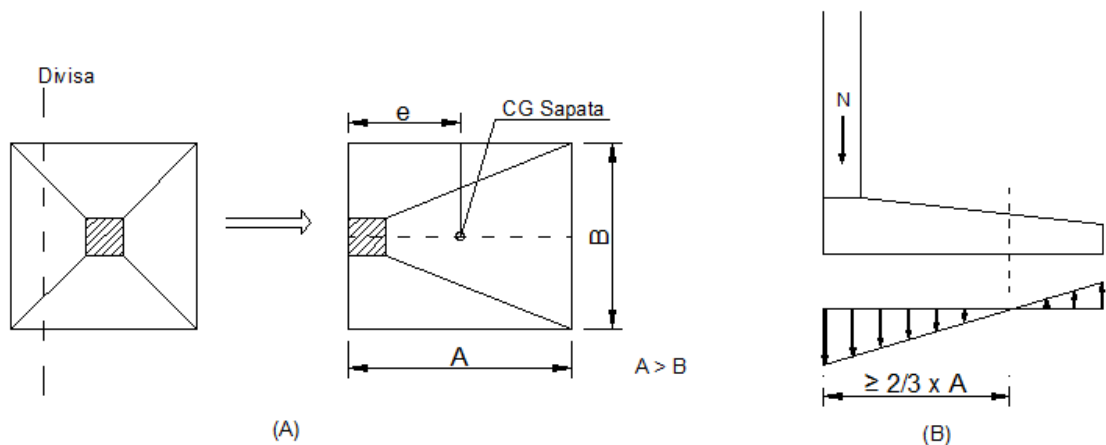
No caso de pilar apoiado fora do centro de gravidade de uma sapata, esta é denominada de sapata excêntrica. Em tal caso, é provocada uma distribuição não uniforme de tensões no solo e também o surgimento de momento fletor na sapata, ocasionando alterações no seu dimensionamento. Para esse tipo de solução, deve-se garantir que pelo menos $2/3$ do comprimento A da sapata (Figura 10) esteja assentado no solo, porque podem ocorrer, em situações de grandes cargas e/ou excentricidades, que as tensões na ponta da sapata sejam negativas, como se estivesse aparecendo tração no solo. Como o solo não reage a esta possível tração, a sapata fica parcialmente apoiada.

A tensão no solo, considerando apenas a excentricidade atuando como momento na sapata, pode ser escrita pela resistência dos materiais como $\sigma_{solo} = \frac{M}{I} \times x$, onde I é o momento de inércia e x a distância da linha neutra. Para diminuir a tensão no solo, segundo Rebello (2009)

Devem ser alteradas as dimensões da sapata. Neste caso, aumentar o comprimento torna-se mais eficiente, pois a tensão varia com o quadrado da dimensão A da sapata. À primeira vista, pode-se pensar que seria mais eficiente o aumento da dimensão B , já que com isso seria diminuída a excentricidade. Porém a diminuição da excentricidade é linear e, portanto menos eficiente que o aumento da inércia da sapata, ou seja, que o aumento da dimensão A .

A Figura 10 ilustra as dimensões da sapata, assim como a região mínima de contato entre a base da sapata e o solo.

Figura 10- Sapata excêntrica e condição de apoio da sapata no solo.



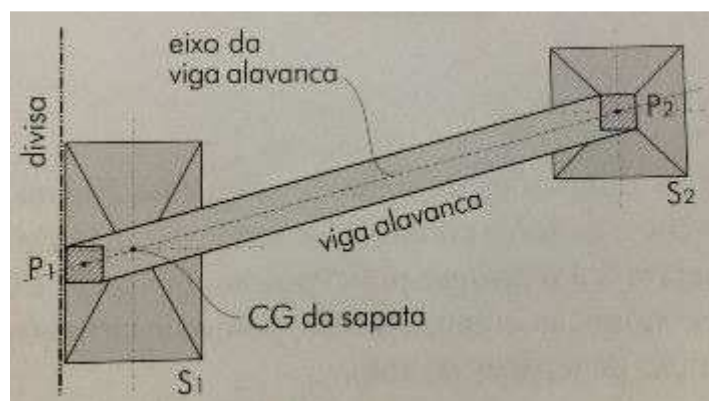
Fonte: Elaborado pelo Autor.

Quando a dimensão A (Figura 10) é muito grande pode perder rigidez e tornar-se ineficiente, ou seja, parte da sapata pode perder o contato com o solo e a transmissão das tensões não se faz em toda a extensão da sapata. Sendo assim, deve-se aumentar a espessura da sapata, o que aumentaria sua rigidez e garantiria a distribuição de tensões em toda área da sapata. Porém isso provocaria um grande consumo de concreto. Outra solução possivelmente mais econômica seria o emprego de uma viga de equilíbrio (ou viga alavanca) para absorver o momento gerado pela excentricidade da sapata (REBELLO, 2009).

Segundo NBR 6122:2010, a viga alavanca é um elemento estrutural que recebe cargas de um ou dois pilares e é dimensionado de modo a transmiti-las centrada às fundações. Ao utilizar desse artifício, as cargas que resultarão nas fundações normalmente são diferentes das cargas dos pilares.

A viga alavanca irá suportar a carga dos pilares, como uma viga de transição, e transmitir a carga para a sapata, não mais excêntrica, pois a reação da viga está no CG da sapata de divisa (FALCONI et al, 1998). A viga alavanca comporta-se como uma viga em balanço, bi-apoiada, exigindo sempre um apoio extremo (sapata interna). No balanço está a carga do pilar de divisa (P_1 , Figura 11), criando um efeito de alavanca que tende aliviar o apoio do lado oposto do balanço. A viga alavanca tenderá a levantar o pilar P_2 , reduzindo a carga aplicada ao solo. Na prática, esse alívio na carga do pilar P_2 não é adotado integralmente no dimensionamento da sapata interna, sendo comum a adoção da metade do alívio. Essa redução é atribuída ao fato de a alavanca não ser rígida (alavanca longa), além de as cargas de projeto incorporar sobrecargas que nem sempre atuam integralmente.

Figura 11- Viga alavanca.

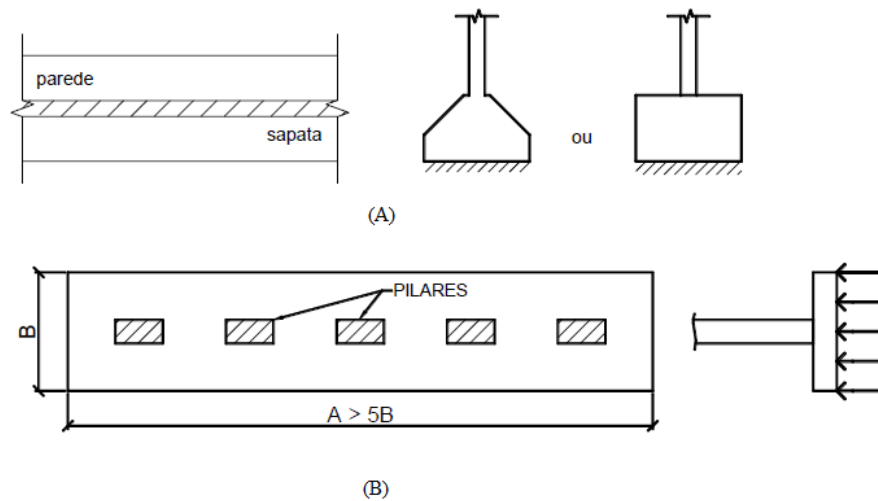


Fonte: Rebello (2009).

2.2.2.1.4 Sapata corrida

De acordo com NBR 6122:2010, sapata corrida é o elemento de fundação sujeito à ação de uma carga distribuída linearmente ou de pilares ao longo de um mesmo alinhamento. Em outras palavras, Rebello (2009) define como uma placa de concreto armado em que uma das dimensões, o comprimento, prevalece em relação à outra, a largura. Sua função é transmitir ao solo, cargas linearmente distribuídas, como por exemplo, cargas de paredes ou alinhamento de pilares próximos (Figura 12).

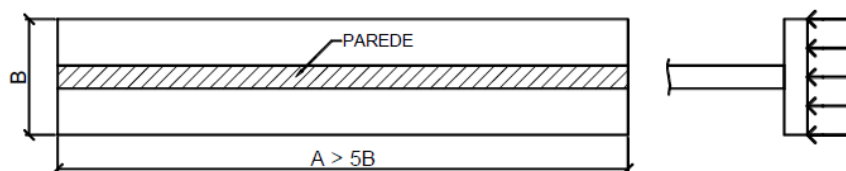
Figura 12- Sapata corrida para apoio de parede (A) e pilares alinhados (B).



Fonte: Bastos (2016).

Segundo Bastos (2016), a sapata corrida é aquela que a maior dimensão ultrapassa em 5 vezes a menor dimensão (Figura 13).

Figura 13- Comprimento A mínimo para confirmar a sapata corrida.



Fonte: Bastos (2016).

O solo não possui perfeita homogeneidade e, na maioria das vezes, apresenta acomodações diferenciadas ao longo da sapata. Como a sapata é um elemento relativamente fino (pouco rígido), pode apresentar deformações diferenciais ao longo do comprimento e que

resultarão em fissuras ou trincas nas paredes suportadas. Uma solução para tal problema é a execução de uma viga de rigidez sobre a sapata.

2.2.2.2 Detalhes Construtivos

Segundo a NBR 6122:2010 as sapatas isoladas não devem ter dimensões inferiores a 0,60 metros em planta. Bastos (2016), porém recomenda que, para sapatas sob pilar de edifícios a dimensão mínima em planta seja de 0,80 metros.

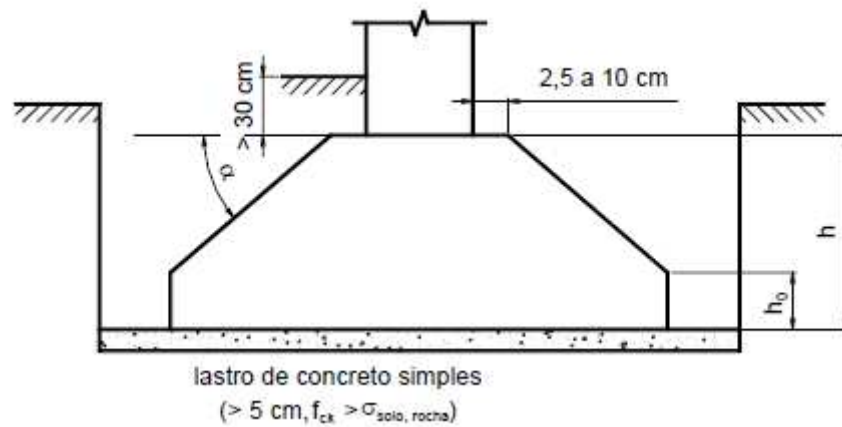
A altura da sapata deve ser determinada de tal modo que ela seja rígida, como será visto no item 2.2.2.3. Para Bastos (2016), ao se adotar um valor mínimo para h_0 de acordo com a Figura 14 e executando-se as faces extremas em superfície vertical, evita-se a possível ruptura nos lados da sapata. Diversos autores indicam valores diferentes para h_0 . Fusco (2013) indica $h_0 \geq \{h/3\}^{20\text{ cm}}$, já Carvalho e Pinheiro (2009) indica $h_0 = 10\text{ cm}$. Enquanto Spornau (s.d.) adota $h_0 \geq 0,4 \times h$. Neste trabalho será aplicado o valor sugerido por Bastos (2016), uma vez que pode ser considerado um valor médio baseado nos demais autores, $h_0 \geq \{h/3\}^{15\text{ cm}}$.

A NBR 6122:2010 ressalta que toda fundação rasa deve ser assentada sobre um lastro de concreto não estrutural, tendo como espessura mínima 5 cm. Em caso de fundações sobre rocha, esse lastro deve ser suficiente para regularizar a superfície, porém não inferior aos 5 cm. Além do lastro, a norma ainda expõe restrições quanto à profundidade mínima de assentamento da fundação em divisas de terreno, a qual não deve ser inferior a 1,5 metros, na maioria dos casos.

O ângulo de inclinação da sapata alfa α , conforme Figura 14, é conveniente ser adotado o valor em torno de 30° , pois segundo Carvalho e Pinheiro (2009) e Bastos (2016), esse é o ângulo de atrito interno do concreto (ângulo de talude natural). Ou seja, evita-se o uso de formas na construção da face inclinada da sapata, sendo necessário apenas nas laterais com altura h_0 .

Abaixo a Figura 14 ilustra os detalhes construtivos descritos anteriormente.

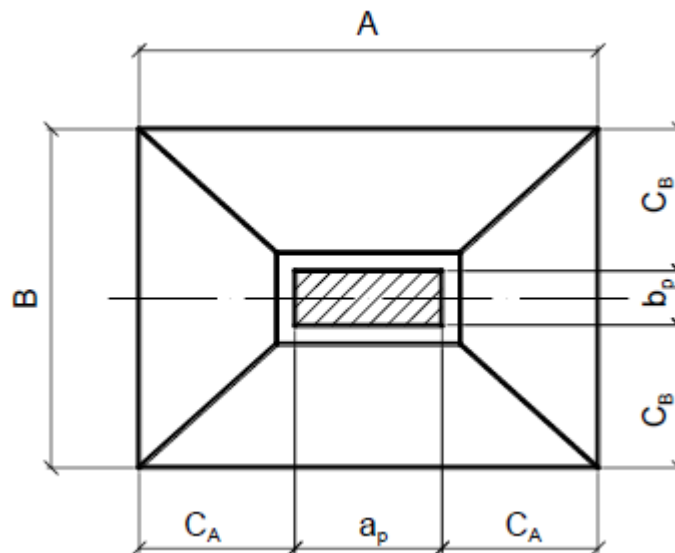
Figura 14- Detalhes construtivos para sapatas.



Fonte: Bastos (2016).

Para a estimativa das dimensões das sapatas, procura-se adotar as abas com balanços semelhantes, de modo que os momentos fletores solicitantes nas direções X e Y sejam semelhantes e, com isso, obtêm-se armaduras de flexão não muito diferentes nas duas direções. Ou seja, as distâncias c_A e c_B da face do pilar até a extremidade da sapata serão iguais (Figura 15).

Figura 15- Estimativa para as dimensões da sapata.



Fonte: Bastos (2016).

Fazendo-se $c_A = c_B$ tem-se:

$$A - a_p = B - b_p \quad \text{Eq. 2.1}$$

$$A - B = a_p - b_p \quad \text{Eq. 2.2}$$

E conseqüentemente, $A_{s,A} \approx A_{s,B}$, onde $A_{s,A}$ é a área de aço na direção A e $A_{s,B}$ é a área de aço na direção B .

Ainda, adotando que a área (S_{sap}) de uma sapata retangular é o produto de seus lados A e B , substituindo A por S_{sap}/B na Eq. 2.2 e multiplicando por B , resultará numa equação do segundo grau. Resolvendo a equação, pode-se determinar a dimensão B da sapata em função de S_{sap} e A :

$$B = \frac{1}{2} \times (b_p - a_p) + \sqrt{\frac{1}{4} \times (b_p - a_p)^2 + S_{sap}} \quad \text{Eq. 2.3}$$

As dimensões da sapata ainda podem ser estimadas como balanços não iguais nas duas direções, ou seja, $c_A \neq c_B$. Neste caso, Bastos (2016) recomenda que seja adotada uma relação R entre os lados A e B da sapata, sendo que $1 \leq R \leq 3$. Portanto $\frac{A}{B} \leq 3$.

Considerando $\frac{A}{B} = R$ e $S_{sap} = A \times B$, pode-se determinar a dimensão B como:

$$B = \sqrt{\frac{S_{sap}}{R}} \quad \text{Eq. 2.4}$$

“Os lados A e B devem ser preferencialmente múltiplos de 5 cm, por questões práticas” (BASTOS, 2016).

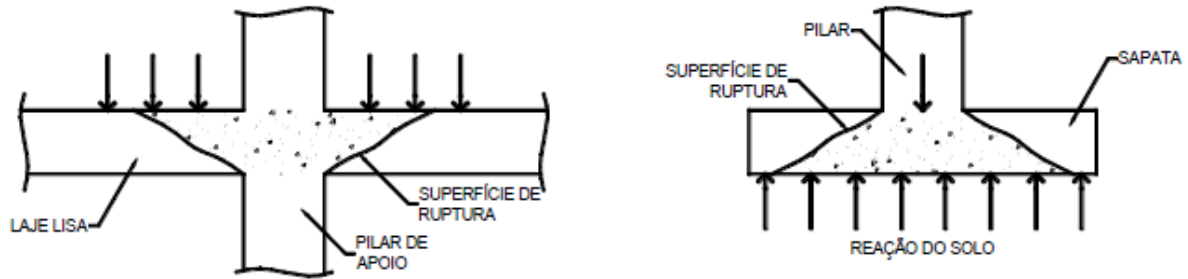
2.2.2.3 Comportamento estrutural

Segundo Bastos (2016)

A sapata isolada pode ser representada como tendo volumes de concreto em balanço que se projetam da seção transversal do pilar em ambas as direções, e submetidos à pressão do solo de baixo para cima. Assim, a sapata pode ser comparada a uma laje lisa invertida, em balanço ao redor do pilar, onde se apoia diretamente, e submetida aos esforços solicitantes internos de momento fletor e força cortante.

Tal analogia exposta pelo autor pode ser visto na Figura 16.

Figura 16- Analogia entre laje lisa e sapata.



Fonte: Bastos (2016).

“O comportamento estrutural das sapatas, eliminada a complexidade da interação solo-estrutura [...], pode ser descrito separando as sapatas em rígidas e flexíveis” (NBR 6118:2014, item 22.6.2.1).

A determinação da rigidez da sapata é de importância fundamental, pois é de acordo com esse comportamento estrutural (rígida ou flexível) que se pode determinar a forma de distribuição das tensões na interface sapata/solo, além do método correto de cálculo a ser adotado. Para Bastos (2016), a tensão de apoio que a área da base de uma sapata exerce no solo é o fator mais importante relativo à interface base-solo. E essa tensão não é necessariamente uniforme, depende de fatores como excentricidade do carregamento, momentos fletores, rigidez da fundação, propriedades do solo e rugosidade da base.

Alguns textos na literatura como Montoya (1971) e o CEB de 1970, determinam a rigidez da sapata através do ângulo de inclinação da mesma. Neste trabalho, será apresentada a expressão da NBR 6118:2014 que verifica e determina a rigidez da sapata.

A norma brasileira de projeto de estruturas de concreto (NBR 6118:2014), no item 22.6.1, verifica a rigidez da sapata através da expressão:

$$h \geq \frac{(A - a_p)}{3} \quad \text{Eq. 2.5}$$

Onde

h é a altura da sapata.

A é a dimensão da sapata em uma determinada direção.

a_p é a dimensão do pilar na mesma direção.

Para que a sapata seja considerada rígida, quando a Eq. 2.5 é verificada nas duas direções da sapata. Caso contrário ela é considerada flexível.

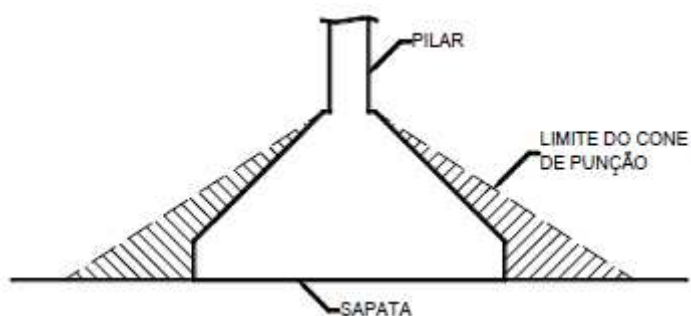
Neste trabalho, será apresentado o comportamento estrutural tanto de sapatas rígidas como de flexíveis, porém o dimensionamento só será abordado para as sapatas rígidas, por serem fundações mais utilizadas.

2.2.2.3.1 Sapata rígida

Segundo a NBR 6118:2014, item 22.6.2.1, o comportamento estrutural pode ser caracterizado por:

- a) “Trabalho à flexão nas duas direções, admitindo-se que, para cada uma delas, a tração na flexão seja uniformemente distribuída na largura correspondente da sapata. Essa hipótese não se aplica à compressão na flexão, que se concentra mais na região do pilar que se apoia na sapata e não se aplica também ao caso de sapatas muito alongadas em relação à forma do pilar;
- b) Trabalho ao cisalhamento também em duas direções. Não apresentando ruptura por tração diagonal. E sim por compressão diagonal verificada conforme item 19.5.3.1, da NBR 6118. “Isso ocorre porque a sapata rígida fica inteiramente dentro do cone hipotético de punção (Figura 17), não havendo, portanto, possibilidade física de punção”.

Figura 17- Sapata rígida dentro do cone hipotético de punção.



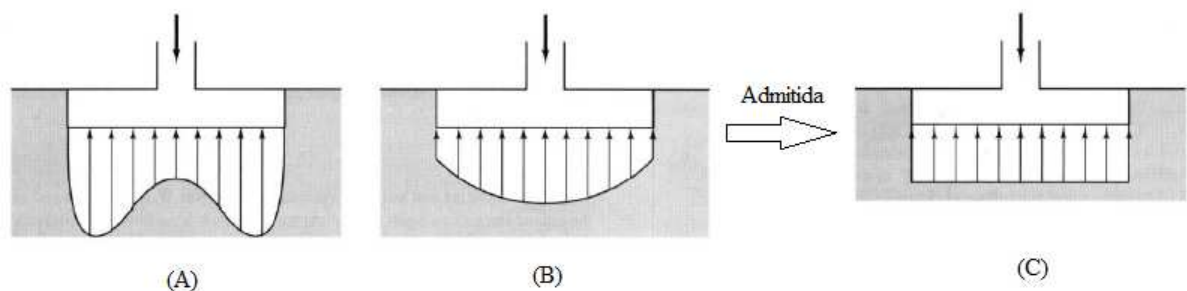
Fonte: Bastos (2016).

As sapatas perfeitamente rígidas são menos deformáveis sob a tensão aplicada e o recalque, se ocorrer, é uniforme. Porém, na prática, a pressão no solo não é uniforme. Mas, para Bastos (2016), “devido à complexidade da análise ao se considerar a pressão como não uniforme, é comum assumir-se a uniformidade sob carregamentos concêntricos. Além do que,

para as sapatas rígidas a NBR 6118:2014 permite “admitir plana a distribuição de tensões normais no contato sapata-terreno”.

Uma sapata rígida isolada submetida a uma carga axial centrada causa tensões no solo, o qual por sua vez reage sobre a sapata com uma distribuição de tensões que depende do tipo de solo (argiloso ou arenoso) (CARVALHO; PINHEIRO, 2009). A Figura 18 demonstra a distribuição admitida nas sapatas rígidas sobre o solo.

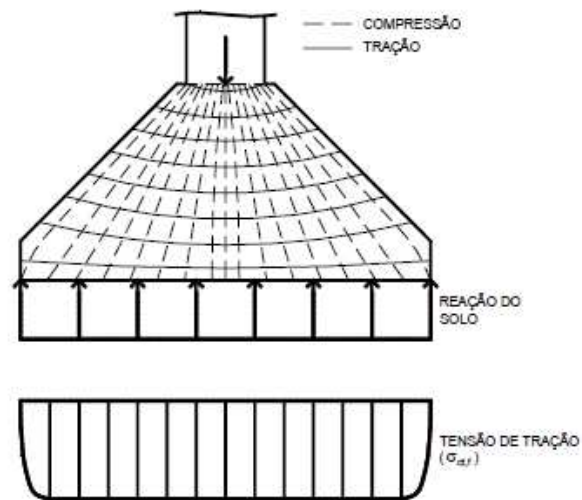
Figura 18- Distribuição de pressão no solo em sapata sob carga centrada: (A) Sapata rígida sobre solo argiloso; (B) Sapata rígida sobre solo arenoso; (C) Distribuição simplificada (uniforme).



Fonte: Adaptado a partir de Bastos (2016).

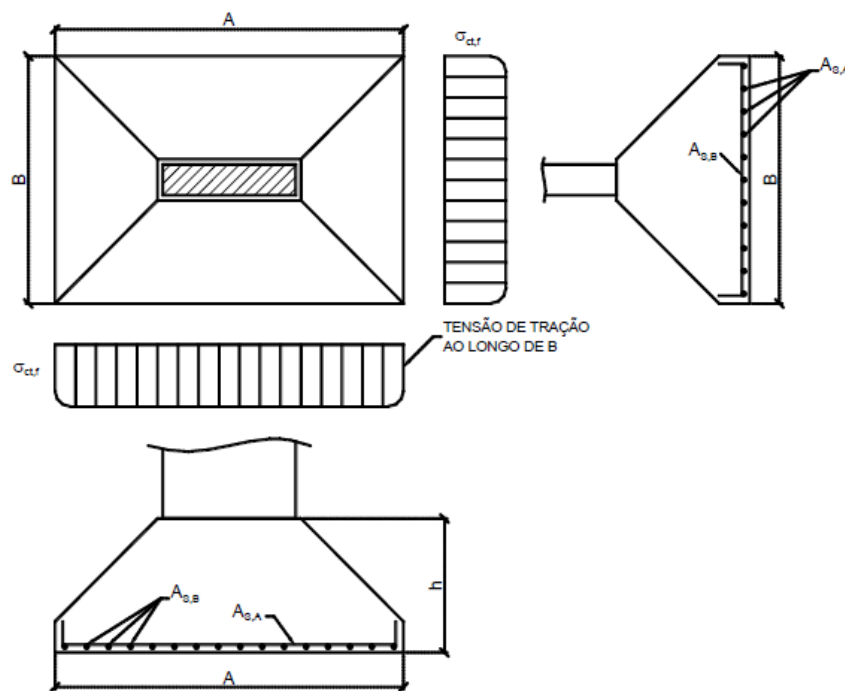
A admissão da uniformidade da tensão de tração ao longo da largura da sapata, em cada direção, faz com que a armadura de flexão $A_{s,B}$, por exemplo, paralela à dimensão B da sapata, seja disposta uniformemente ao longo do comprimento A da sapata, e de modo equivalente, o mesmo serve para a armadura de flexão $A_{s,A}$. Ambas armaduras são perpendiculares entre si e formam uma malha posicionada próxima à base da sapata (Figura 19 e Figura 20).

Figura 19- Trajetórias das tensões principais e tensão de tração uniforme na sapata rígida.



Fonte: Bastos (2016).

Figura 20- Armadura positiva de flexão de sapata isolada.



Fonte: Bastos (2016).

Pela Figura 14, pode-se escrever o ângulo de inclinação como:

$$Tg \alpha = \frac{h}{(A-a_p)/2} \quad \text{Eq. 2.6}$$

Com a Eq. 2.5, que determina a rigidez da sapata, e manipulando matematicamente, pode-se dizer que:

$$\operatorname{Tg} \alpha = \frac{2}{3} \quad \text{Eq. 2.7}$$

E, portanto, o ângulo $\alpha = 33,69^\circ$. Sendo assim, esse seria o valor limite de α para que a sapata fosse admitida como rígida. Segundo Carvalho e Pinheiro (2009), o cone de punção se forma entre 26° e 30° . Desta forma, como já dito, a sapata sempre estará dentro do cone hipotético de punção e não há necessidade de verificar a tração diagonal.

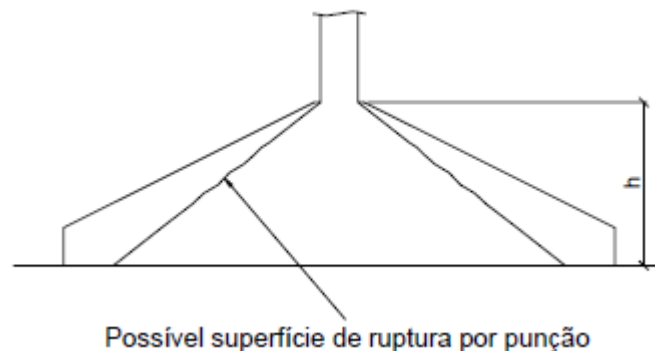
2.2.2.3.2 Sapata flexível

Segundo a NBR 6118:2014, item 22.6.2.2, o comportamento estrutural das sapatas flexíveis pode ser caracterizado por:

- a) “Trabalho à flexão nas duas direções, não sendo possível admitir tração na flexão uniformemente distribuída na largura correspondente da sapata. A concentração de flexão junto ao pilar deve ser, em princípio, avaliada”;
- b) “Trabalho ao cisalhamento que pode ser descrito pelo fenômeno da punção” (Figura 21).

A norma ainda afirmar que embora tenha um uso mais raro, essas sapatas são utilizadas para fundação de cargas pequenas e solos relativamente fracos. Além do que, a distribuição plana de tensões no contato sapata/solo deve ser verificada.

Figura 21- Sapata flexível e o cone hipotético de punção.



Fonte: Bastos (2016).

2.2.2.4 Modelo de Cálculo

“Para o cálculo e dimensionamento de sapatas, devem ser utilizados modelos tridimensionais lineares ou modelos biela-tirante tridimensionais, podendo, quando for o caso, ser utilizados modelos de flexão” (NBR 6118:2014, item 22.6.3).

Segundo Da Silva (1998), o dimensionamento estrutural de fundação do tipo sapata deve seguir as condições imposta para qualquer cálculo estrutural:

- I. “A resistência de cálculo tem que ser maior do que a solicitação interna de cálculo”. Para isso, as deformações dos materiais empregados não devem ultrapassar valores limites.
- II. Equilíbrio estático da estrutura. Nos quais se enquadram os riscos de tombamento e deslizamento das sapatas em condições desfavoráveis, ou seja, submetidas às ações horizontais e ações excêntricas.

Para efeitos de estudo e comparação, pretende-se abordar nesse trabalho o dimensionamento de sapatas pelo modelo da flexão, o qual é um modelo mais simples e de maior uso no meio técnico (CARVALHO E PINHEIRO, 2009); e o modelo biela-tirante, ou Método das Bielas que “para o projeto de sapatas foi proposto por Lebel (1936), tendo sido elaborado com base nos resultados de numerosos ensaios experimentais” (BASTOS, 2016).

2.2.2.5 Dimensionamento estrutural de sapatas isoladas – Modelo de Flexão

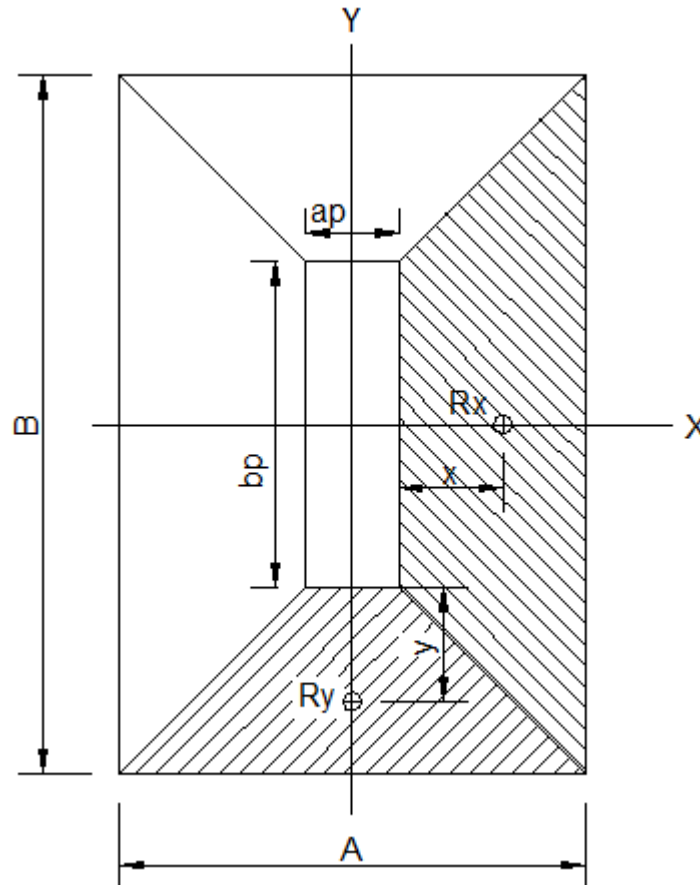
O dimensionamento por flexão consiste em calcular o momento fletor solicitante da sapata, enquanto o esforço cortante é verificado na seção adjacente à face do pilar. A armadura calculada para resistir aos esforços de tração (absorver os momentos fletores) é estendida ao longo da mesma sem redução, ou seja, distribuída uniformemente nas duas direções.

Para Da Silva (1998), uma das dificuldades do método está em fixar a proporção de carregamento para cada direção da sapata. O autor ainda cita três critérios empíricos. O primeiro baseado na totalidade da ação nas duas direções; O segundo na divisão da área da sapata em triângulos (regra dos triângulos); E o terceiro na divisão da área da sapata em trapézios (regra dos trapézios).

Neste trabalho, para o método da flexão, será adotado o critério exposto por Spornau (s.d.), considerando para o modelo de cálculo que a área da base da sapata seja formada por

elementos trapezoidais, engastados nas faces do pilar, comportando-se cada qual, independente um do outro, como mostrado na Figura 22.

Figura 22- Modelo de cálculo utilizado para dimensionamento de sapatas.



Fonte: Adaptado a partir de Spernau (s.d).

Serão avaliadas sapatas formadas por base retangular, com a reação do solo distribuída uniformemente em toda área da base (simplificação para sapatas rígidas).

I. Dimensões em planta.

Como definido em 2.2.2.2, a área da sapata é o produto de seus lados.

A área S_{sap} da sapata deve ser suficiente para garantir pressões no solo inferiores à tensão admissível ou tensão limite, $\bar{\sigma}_{solo}$. E para a estimativa das dimensões, tem que ser considerado, além da tensão axial do pilar, o peso próprio da sapata. Segundo a NBR 6122:2010, item 5.6, o peso próprio das fundações deve ser considerado para o dimensionamento, podendo ser estimado com um valor mínimo de 5% da carga vertical permanente N .

Portanto pode-se escrever a tensão atuante no solo, σ_{solo} , como:

$$\sigma_{solo} = 1,05 \times \frac{N}{S_{sap}} \leq \bar{\sigma}_{solo} \quad \text{Eq. 2.8}$$

Com a Eq. 2.8, e adotando os detalhes construtivos da seção 2.2.2.2, pode-se determinar as dimensões A e B da sapata.

II. Determinar a altura (h)

Como explicado no item 2.2.2.3, segundo a NBR 6118:2014, a Eq. 2.5 determina a altura h para que a sapata seja rígida, e deve ser verificada nas duas direções (X e Y).

A altura além de ser adotada de modo que a sapata seja rígida, ela deve ser suficiente para permita a ancoragem da armadura de arranque dos pilares ($l_{b,nec}$), definido nos itens 9.4.2.4 e 9.4.2.5 da NBR 6118

Para h_0 , será adotado o valor recomendado por Bastos (2016), como indicado no item 2.2.2.2. Portanto $h_0 \geq \{h/3\}^{15\text{ cm}}$.

Por último, para determinar a altura útil d da sapata, deve-se considerar o cobrimento da armadura, o qual deve estar de acordo com a classe de agressividade do ambiente como definido na tabela 7.2 da NBR 6118:2014. E também considerar o centro geométrico da armadura. Como a sapata é armada em duas direções ortogonais, obrigatoriamente terão duas linhas de armadura, e assim alturas úteis diferentes em X e Y. Spornau (s.d.) e o a NBR 6118:2014, item 19.5.2.1, consideram como altura útil da sapata como a média dos dois valores.

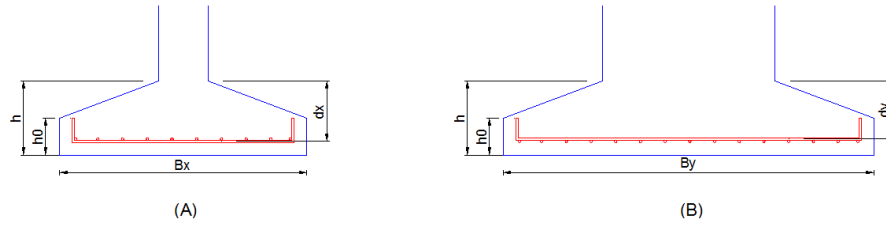
$$d_x = h - c - \phi/2 \quad \text{Eq. 2.9}$$

$$d_y = h - c - \phi - \phi/2 \quad \text{Eq. 2.10}$$

$$d = \frac{d_x + d_y}{2} \quad \text{Eq. 2.11}$$

A Figura 23 mostra as alturas da sapata, na direção X (A) e na direção Y (B).

Figura 23- Altura da sapata.



Fonte: Elaborado pelo autor.

III. Determinação dos esforços máximos atuantes

Baseado na Figura 22,

Os esforços máximos, junto às faces do pilar, serão obtidos pelo momento de cada elemento trapezoidal sob a ação da pressão axial σ_{solo} , como sendo o produto da resultante R_x ou R_y das pressões pela distância x ou y entre o centro geométrico de cada trapézio até as faces do pilar. (SPERNAU, s.d.).

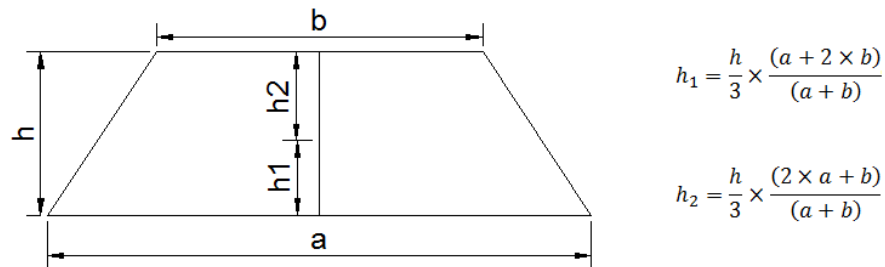
A tensão σ_{solo} é dada pela Eq. 2.8, porém para a avaliação dos esforços internos da sapata, considera-se apenas a pressão devida à carga axial externa N , já que a parcela de pressão causada pelo peso próprio da sapata é equilibrada por este.

Sendo assim, na direção X, podem-se escrever os esforços como:

$$R_x = \frac{B+b_p}{2} \times \frac{A-a_p}{2} \times \sigma_{solo} \quad \text{Eq. 2.12}$$

O centro geométrico do trapézio é mostrado na Figura 24.

Figura 24- Centro geométrico do trapézio.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Considera-se que a resultante da tensão axial no trapézio atua no centro geométrico do mesmo, estando a uma distância x da face do pilar, ou, pela Figura 24, a uma distância

igual a h_2 . Substituindo a σ_{solo} na Eq. 2.12, e como o momento de cada elemento trapezoidal é o produto da resultante pela distância à face do pilar, pode-se escrever R_x e M_x como:

$$R_x = \frac{B+b_p}{2} \times \frac{A-a_p}{2} \times \frac{N}{A \times B} \quad \text{Eq. 2.13}$$

$$M_x = \frac{N}{24 \times A \times B} \times (A - a_p)^2 \times (2 \times B + b_p) \quad \text{Eq. 2.14}$$

De maneira análoga, para a direção Y, pode-se escrever R_y e M_y como:

$$R_y = \frac{A+a_p}{2} \times \frac{B-b_p}{2} \times \frac{N}{A \times B} \quad \text{Eq. 2.15}$$

$$M_y = \frac{N}{24 \times A \times B} \times (B - b_p)^2 \times (2 \times A + a_p) \quad \text{Eq. 2.16}$$

IV. Tensões de cisalhamento

Por tratar-se de sapata rígida, não se terá problemas em relação à tração diagonal do concreto (punção). Sendo assim, a verificação das tensões de cisalhamento consiste em avaliar a solitação por compressão diagonal, conforme item 19.5.3.1, da NBR 6118:2014. Portanto, a tensão de cisalhamento solicitante de cálculo τ_{sd} deve ser inferior a tensão de cisalhamento resistente de cálculo τ_{Rd2} .

A tensão τ_{Rd2} é definida no item 19.5.3.1 da NBR 6118:2014 como:

$$\tau_{Rd2} = 0,27 \times \alpha_v \times f_{cd} \quad \text{Eq. 2.17}$$

Onde

$$\alpha_v = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right), \text{ com } f_{ck} \text{ em MPa;}$$

$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$ é a resistência de cálculo do concreto. Sendo f_{ck} a resistência característica do concreto aos 28 dias de idade e γ_c o coeficiente de ponderação das resistências, no caso, $\gamma_c = 1,4$.

Segundo a NBR 6118:2014, item 19.5.2.1, a τ_{sd} pode ser escrita como:

$$\tau_{sd} = \frac{F_{sd}}{u \times d} \quad \text{Eq. 2.18}$$

Onde

d é a altura útil da sapata determinada pela Eq. 2.11.

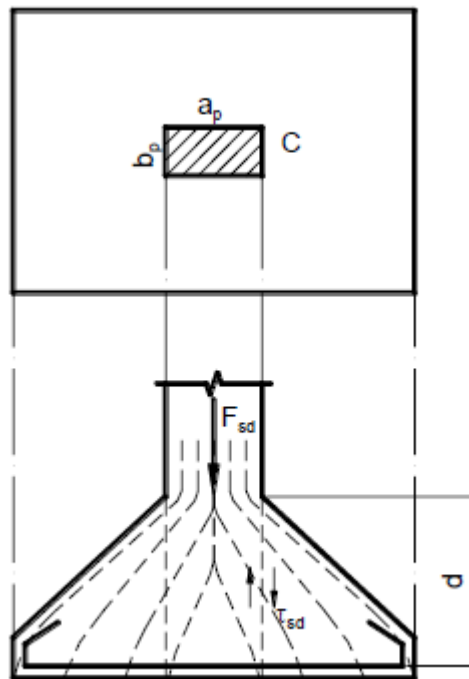
u é o perímetro ao longo do contorno crítico. Para esse caso, u é o contorno (perímetro) do pilar, ou seja, $u = 2 \times (b_x + b_y)$.

F_{sd} é a força ou reação concentrada de cálculo. Ou seja, é a força cortante no perímetro do pilar. “Por segurança, pode ser a força normal no pilar” (CARVALHO E PINHEIRO, 2009).

A tensão de cisalhamento da sapata pode ser considerada verificada quando $\tau_{sd} \leq \tau_{Rd2}$.

A Figura 25 ilustra as linhas de tensão para a tensão de cisalhamento na sapata.

Figura 25- Tensão de cisalhamento na sapata.



Fonte: Bastos (2016).

A NBR 6118:2014, item 19.5.3.1, acrescenta que o valor de τ_{Rd2} pode ser ampliado de 20% por efeito de estado múltiplo de tensões junto ao pilar.

V. Dimensionamento à flexão

O dimensionamento à flexão deve atender a um momento mínimo, assim como as taxas de armaduras deverão atender as taxas mínimas de armadura de flexão, seguindo a tabela 7.3 da NBR 6118:2014.

Segundo Spernau (s.d.) para cada direção da sapata, será adotada para o dimensionamento a seção retangular com a largura da face da sapata. Empregando a tabela para dimensionamento de seção retangular à flexão simples (Anexo A), com armadura simples, temos:

$$M_{xd} = \gamma_c \times M_x \quad \text{Eq. 2.19}$$

$$M_{yd} = \gamma_c \times M_y \quad \text{Eq. 2.20}$$

Onde

M_{xd} e M_{yd} são os momentos solicitantes de cálculo;

$$M_x \text{ e } M_y \text{ são os momentos dados pela } M_x = \frac{N}{24 \times A \times B} \times (A - a_p)^2 \times (2 \times B + b_p) \quad 2.14 M_y = \frac{N}{24 \times A \times B} \times (B - b_p)^2 \times (2 \times A + a_p) \quad 2.16.$$

$$k_c = \frac{B \times d_x^2}{M_{xd}} \quad \text{Eq. 2.21}$$

$$A_{sx} = \frac{k_s \times M_{xd}}{d_x} \quad \text{Eq. 2.22}$$

$$k_c = \frac{A \times d_y^2}{M_{yd}} \quad \text{Eq. 2.23}$$

$$A_{sy} = \frac{k_s \times M_{yd}}{d_y} \quad \text{Eq. 2.24}$$

Onde

k_c é o valor utilizado na tabela de dimensionamento para encontrar o valor de k_s .

O momento fletor mínimo é definido pela NBR 6118:2014 como:

$$M_{d,min} = 0,8 \times W_0 \times f_{ctk,sup} \quad \text{Eq. 2.25}$$

Onde

W_0 é o módulo de resistência da seção transversal bruta de concreto, relativo à fibra mais tracionada. Para uma seção retangular, $W_0 = \frac{I}{h/2}$, que pode ser escrito como $W_0 = \frac{B \times h^2}{6}$.

$f_{ctk,sup}$ é a resistência característica superior do concreto à tração, definido no item 8.2.5 da NBR 6118:2014.

Como deve ser calculado a armadura de tração nas duas direções da sapata, tanto M_{xd} como M_{yd} tem de ser maior ou igual à $M_{d,min}$. Portanto $M_{xd} \geq M_{d,min}$ e $M_{yd} \geq M_{d,min}$.

A área de armadura mínima é definida, pela NBR 6118:2014, para a direção X, como:

$$A_{s,min} = \rho_{min} \times B \times h \quad Eq. 2.26$$

E para a direção Y, como:

$$A_{s,min} = \rho_{min} \times A \times h \quad Eq. 2.27$$

Onde

ρ_{min} é obtido pela tabela 17.3 da NBR 6118:2014.

A NBR 6118:2014, item 22.6.4.1.1, estabelece que a armadura de flexão adotada para a sapata deve ser uniformemente distribuída ao longo da largura da sapata, estendendo-se integralmente de face a face da sapata e terminando em gancho nas duas extremidades.

A NBR 6118:2014, item 17.3.5.2.1, estabelece que

Em elementos estruturais, exceto elementos em balanço, cujas armaduras sejam calculadas com um momento fletor igual ou maior ao dobro do momento de cálculo solicitante, não é necessário atender à armadura mínima.

Como afirma Bastos (2016), alguns autores aplicam a armadura mínima especificada pela norma para vigas, como foi feito anteriormente nas Eq. 2.26 e Eq. 2.27. Porém, o cálculo da armadura mínima para vigas resulta em um valor muito acima do que seria necessário para resistir ao momento solicitante de cálculo nas sapatas rígidas, devido à sua grande altura. Sendo assim, será adotado neste trabalho o especificado acima pela NBR 6118:2014.

2.2.2.6 Dimensionamento estrutural de sapatas isoladas – Modelo Bielas

Como dito no item 2.2.2.4, o método das Bielas para o dimensionamento de sapatas foi proposto por Lebel, sendo um método empírico baseado em numerosos ensaios.

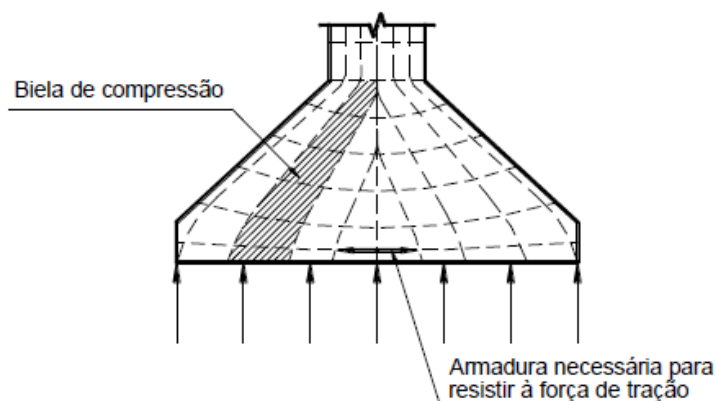
O Método das Bielas “aplica-se às sapatas corridas ou isoladas, com o seguinte limite para a altura útil” (BASTOS, 2016):

$$d \geq \frac{A-a_p}{4} \quad \text{Eq. 2.28}$$

A NBR 6118:2014 classifica a sapata rígida conforme a Eq. 2.5. Analisando o limite de Lebel e a equação indicada na norma brasileira, existe uma faixa de valores para d que, se adotados, resultarão em uma sapata flexível segundo a NBR 6118:2014.

No item 2.3.2 será explicado melhor o comportamento estrutural do método da biela. Mas, de uma forma geral, pode-se dizer que a carga do pilar é transferida para a base da sapata por meio de bielas de concreto comprimido, que induzem tensões de tração na base da sapata (Figura 26), que devem ser resistidas por armadura.

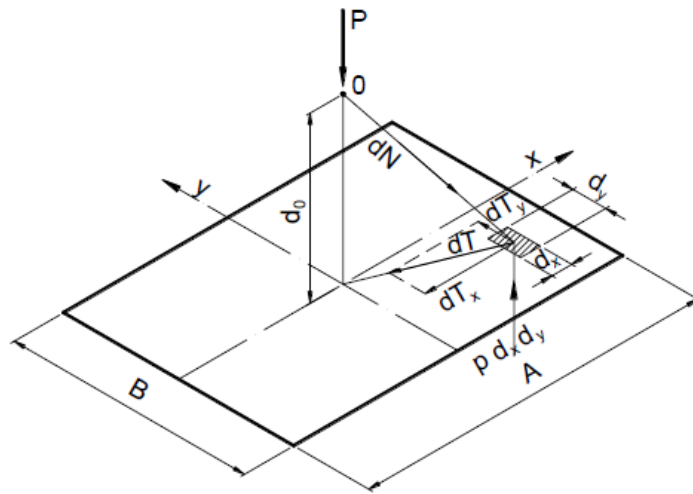
Figura 26- Caminho da carga do pilar em direção à base da sapata.



Fonte: Bastos (2016).

O esquema de forças que atuam na sapata, segundo o método das bielas, pode ser ilustrado pela Figura 27.

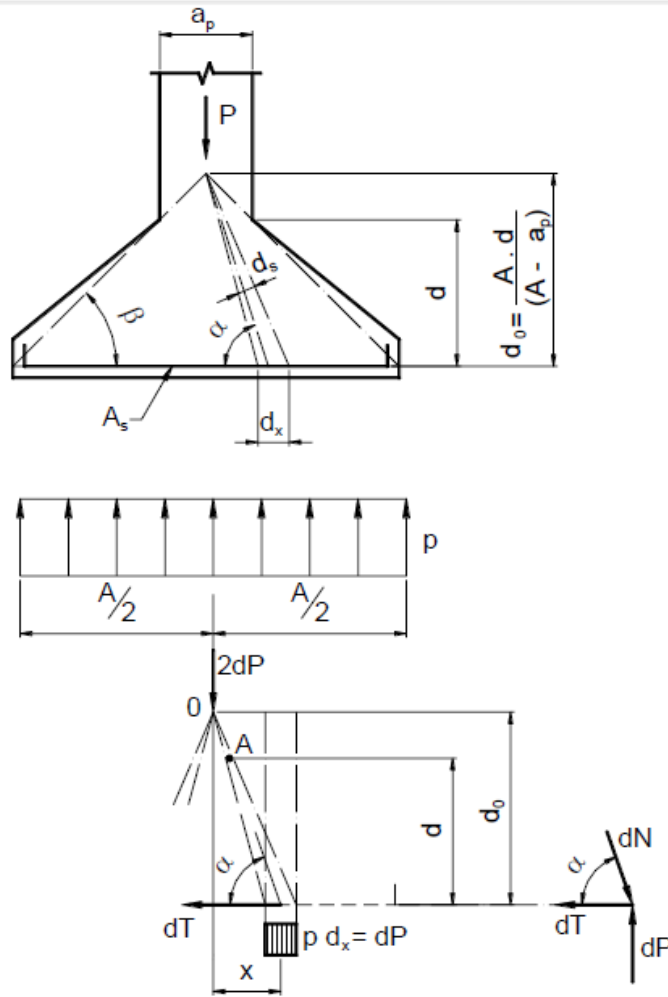
Figura 27- Esquema de forças atuantes na sapata pelo método das bielas.



Fonte: Bastos (2016).

Considerando, primeiramente, a direção X para análise e cálculo da força de tração, analisa-se a biela de compressão de tamanho infinitesimal e monta-se o esquema de força nessa direção (Figura 28). Posteriormente, faz-se o mesmo para a direção Y.

Figura 28- Forças na direção X da sapata.



Fonte: Bastos (2016).

Pela figura acima, pode-se determinar a força de tração na direção X (T_x) como:

$$dT = dN \times \cos \alpha \quad \text{Eq. 2.29}$$

$$dP = dN \times \sin \alpha \quad \text{Eq. 2.30}$$

$$dT = \frac{dP}{\sin \alpha} \times \cos \alpha = \frac{dP}{\tan \alpha} = p \times dx \times \frac{x}{d_0} \quad \text{Eq. 2.31}$$

$$T_x = \int_x^{A/2} \frac{p}{d_0} \times x \times dx = \frac{1}{2} \times \frac{p}{d_0} \times \left[\frac{A^2}{4} - x^2 \right] \quad \text{Eq. 2.32}$$

Considerando que $d_0 = \frac{A \times d}{(A - a_p)}$ e que o valor de T_x será máximo quando $x=0$, pode-se escrever a força de tração, na direção X como:

$$T_x = \frac{1}{2} \times \frac{P}{A} \times \frac{(A - a_p)}{A \times d} \times \frac{A^2}{4} \quad \text{Eq. 2.33}$$

$$T_x = \frac{P}{8} \times \frac{(A - a_p)}{d} \quad \text{Eq. 2.34}$$

E, de maneira análoga, para a direção Y, tem-se:

$$T_y = \frac{P}{8} \times \frac{(B - b_p)}{d} \quad \text{Eq. 2.35}$$

Consequentemente, a armadura resistente de tração da sapata é dada, nas direções X e Y, por:

$$A_{sx} = A_{s,A} = \frac{T_{xd}}{f_{yd}} \quad \text{Eq. 2.36}$$

$$A_{sy} = A_{s,B} = \frac{T_{yd}}{f_{yd}} \quad \text{Eq. 2.37}$$

Embora Guerrin (1995) afirma que a verificação das bielas de compressão pode ser dispensada, seguindo a NBR 6118:2014, essa verificação deve ser feita. Como demonstrado no dimensionamento de sapatas pelo método da flexão, a tensão de cisalhamento da sapata pode ser considerada verificada quando $\tau_{sd} \leq \tau_{Rd2}$.

2.2.2.7 Dimensionamento de sapata associada

As sapatas associadas são também chamadas de conjuntas ou conjugadas (BASTOS, 2016). Há várias possibilidades de dimensionar sapatas associadas, que podem receber cargas de dois ou mais pilares, alinhados ou não, com cargas iguais ou não, com um pilar na divisa, com desenho em planta retangular, trapezoidal, etc.

Além disso, dependendo da capacidade de carga do solo e das cargas dos pilares, a sapata associada pode ter uma viga unindo dois pilares, a chamada viga de rigidez.

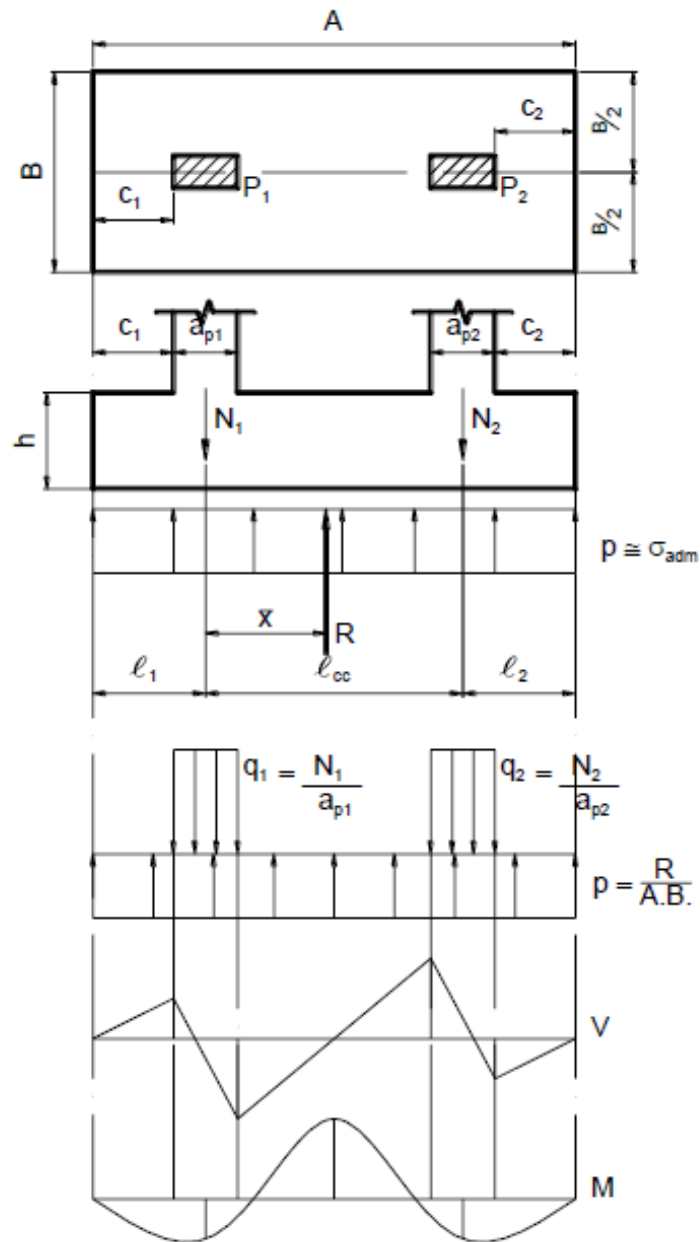
2.2.2.7.1 Sapata com base retangular

A sapata pode ter altura determinada pela Eq. 2.5, sendo como calculada como rígida, evitando assim a ruptura por punção.

O centro geométrico da sapata associada deve coincidir com o centro de carga dos pilares, e deste modo a pressão no solo pode ser, de modo simplificado, considerada uniforme.

A Figura 29 mostra uma sapata associada com dimensões A e B , suportando os pilares $P1$ e $P2$. Observa-se que são construídos os diagramas de força cortante e momento fletor, semelhante ao cálculo de uma viga, para obter os esforços máximos. Os esforços dependem das forças axiais $N1$ e $N2$ dos pilares, que podem ser diferentes ou semelhantes.

Figura 29- Esforços internos em sapatas associadas.



Fonte: Bastos (2016).

I. Dimensões da sapata

Existem três situações para determinar as dimensões da sapata:

i. $N_1 \neq N_2$ e largura B previamente fixada

$$R = (N_1 + N_2)$$

Eq. 2.38

Fazendo $\sum M(N_1) = 0$

$$\bar{x} = \frac{N_2}{R} \times l_{cc} \quad \text{Eq. 2.39}$$

Considerando que a tensão aplicada ao solo é a força R dividido pela área da sapata:

$$A \times B = \frac{R}{\sigma_{adm}} \quad \text{Eq. 2.40}$$

As dimensões l_1 , l_2 e A , podem ser definidas como:

$$l_1 = \frac{R}{2 \times B \times \sigma_{adm}} - \frac{N_2}{R} \times l_{cc} \quad \text{Eq. 2.41}$$

$$l_2 = \frac{R}{2 \times B \times \sigma_{adm}} - \frac{N_1}{R} \times l_{cc} \quad \text{Eq. 2.42}$$

$$A = l_1 + l_{cc} + l_2 \quad \text{Eq. 2.43}$$

ii. $N_1 \neq N_2$ e comprimento A previamente fixado

$$R = (N_1 + N_2) \quad \text{Eq. 2.44}$$

Fazendo $\sum M(N_1) = 0$

$$\bar{x} = \frac{N_2}{R} \times l_{cc} \quad \text{Eq. 2.45}$$

As dimensões l_1 , l_2 e B , podem ser definidas como:

$$l_1 = \frac{A}{2} - \bar{x} \quad \text{Eq. 2.46}$$

$$l_2 = \frac{A}{2} - (l_{cc} - \bar{x}) \quad \text{Eq. 2.47}$$

$$B = \frac{R}{A \times \sigma_{adm}} \quad \text{Eq. 2.48}$$

Para os casos *I* e *II*, se o pilar estiver com a largura na direção da dimensão *A*, pode-se simplificar fazendo-o apenas como um apoio pontual, ou seja, a carga *NI* aplicada no centro de *a_{pl}*. A sapata mais econômica é obtida fazendo o momento fletor negativo próximo ao momento fletor positivo (BASTOS, 2016).

iii. $N_1 \cong N_2$ ou $N_1 < N_2$ e comprimento l_l fixado

Este caso é comum em sapatas de divisa. O comprimento *A* da sapata deve, pelo menos, estender-se até a face do pilar de divisa. Quando as cargas dos pilares não forem muito diferentes entre si, a sapata pode ser e formato retangular.

$$\bar{x} = \frac{N_2}{R} \times l_{cc} \quad \text{Eq. 2.49}$$

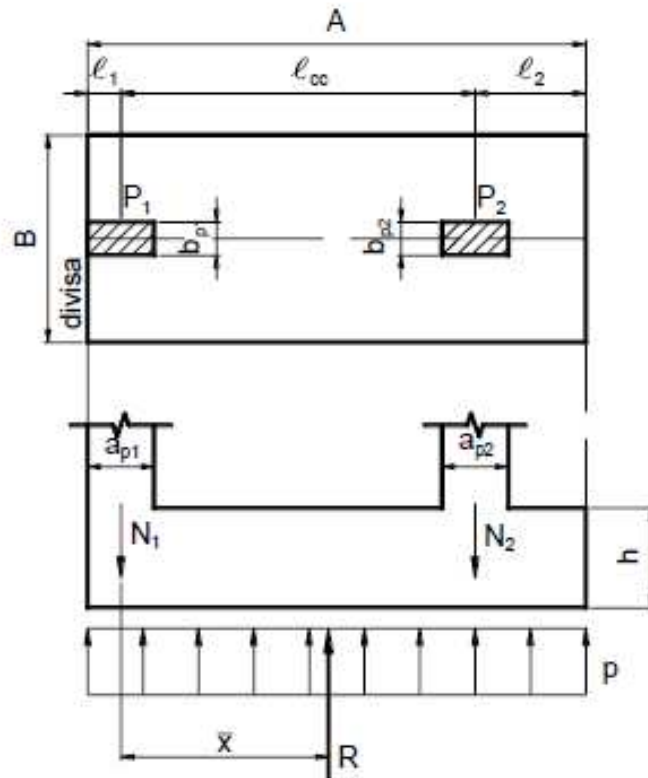
$$A = 2 \times (l_1 + \bar{x}) \quad \text{Eq. 2.50}$$

$$B = \frac{R}{A \times \sigma_{adm}} \quad \text{Eq. 2.51}$$

A Figura 30 ilustra as dimensões para uma sapata associada onde pelo menos um dos pilares é de divisa.

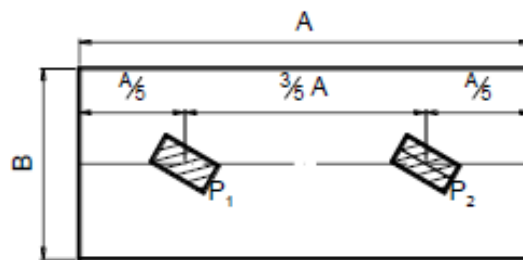
“Para o caso de cargas dos pilares iguais ou muito próximas, e pilares não de divisa, o dimensionamento econômico é conseguido com os balanços sendo *A/5* (Figura 31).

Figura 30- Sapata associada com pilar de divisa.



Fonte: Bastos (2016).

Figura 31- Dimensionamento econômico para sapata associada, com $N1$ e $N2$ equivalentes e nenhum de divisa.

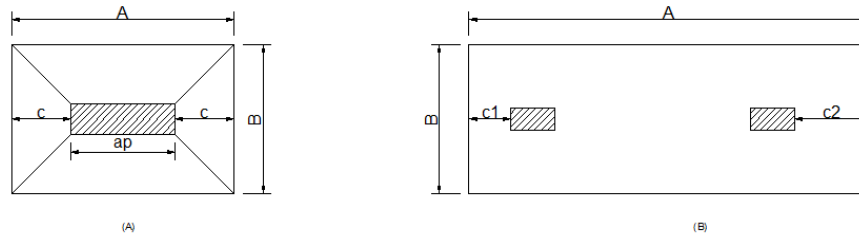


Fonte: Bastos (2016).

II. Altura da sapata (h)

A Eq. 2.5 define sapata rígida quando. Em sapatas isoladas e simétricas, tem-se $A - a_p = 2 \times c$. Porém, para análise de sapatas associadas, Bastos (2016) indica, para o valor de c , o maior balanço. A Figura 32 ilustra o caso de sapata isolada simétrica e de sapata associada.

Figura 32- Valor de c para sapata isolada simétrica e associada.



Fonte: Elaborado pelo autor

Portanto, para que seja adotado sapata rígida, a altura pode ser definido como:

$$h \geq \frac{2 \times c_M}{3} \quad \text{Eq. 2.52}$$

Onde

C_M é o maior valor entre c_1 e c_2 .

III. Dimensionamento à flexão longitudinal

Determinadas as dimensões e altura da sapata é calculada a armadura resistente à flexão da sapata ao longo do maior comprimento, ou seja, do comprimento A . Conforme mostra a Figura 29, pode-se analisar a sapata como uma viga com balanços nas extremidades, sendo que a pressão exercida pelo solo na base da sapata, e vice versa, será considerada como uma força distribuída pelo comprimento A da mesma.

A tensão aplicada pela sapata no solo é:

$$\sigma_{solo} = \frac{N_1 + N_2 + \dots + N_n}{A \times B} \quad \text{Eq. 2.53}$$

Onde

$N_1 + N_2 + \dots + N_n$ são as forças axiais dos pilares sobre a sapata.

Com base no exposto, pode-se escrever força distribuída no comprimento A como:

$$\bar{p}_A = \sigma_{solo} \times B \quad \text{Eq. 2.54}$$

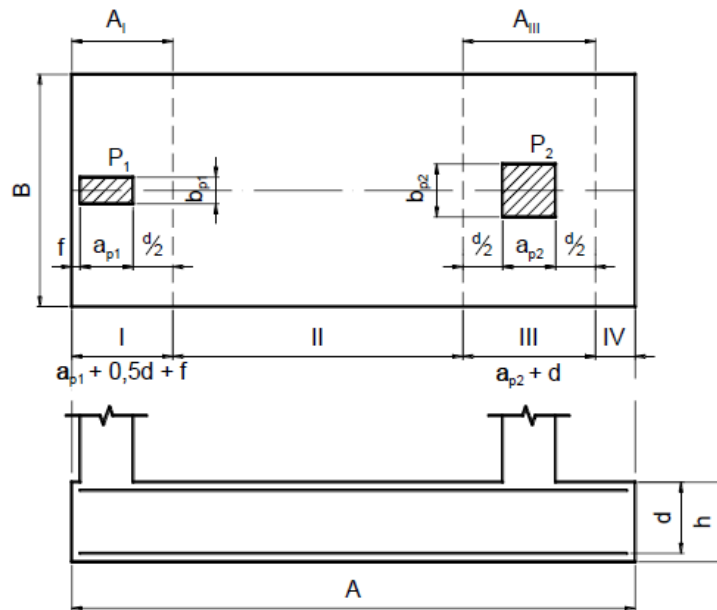
Com as dimensões da sapata, as forças axiais dos pilares e a tensão do solo, determinam-se os diagramas dos esforços cortantes e o dos momentos fletores. Assim, tem-se os valores de momentos máximos positivos (tracionam as fibras de baixo da sapata) e

negativos (tracionam as fibras de cima das sapatas), e consequentemente as armaduras resistentes à tração podem ser dimensionadas.

IV. Dimensionamento à flexão transversal

Para a determinação da armadura na direção transversal, Bastos (2016) sugere adotar uma viga fictícia sob cada pilar com largura $d/2$ (Figura 33).

Figura 33- Armadura de flexão transversal.



Fonte: Bastos (2016).

Onde

f é a distância da face do pilar de divisa até a extremidade da sapata.

Sendo assim, para as regiões *I* e *III*, adota-se uma viga sob cada pilar com dimensões como indicado na Figura 33. Determina-se a força distribuída na viga como sendo a carga axial do pilar dividido pela largura B e, assim como em viga em condições de apoio engastado-livre, o momento é dado como $M = q \times l^2 / 8$.

Para região *I*:

$$q_1 = \frac{N_1}{B} \quad \text{Eq. 2.55}$$

$$M_1 = q_1 \frac{(B - b_{p1})^2}{8} \quad \text{Eq. 2.56}$$

$$A_s = \frac{\gamma_f \times M_1}{f_{yd} \times 0,85 \times d} \quad \text{Eq. 2.57}$$

Para a região *III*, a análise é equivalente à feita para região *I*, mas ao invés da carga ser N_1 é N_2 , e o vão é $B - b_{p2}$.

Nas regiões *II* e *IV* da sapata deve ser colocado armadura mínima de viga (cm^2/m).

Sendo assim, para as regiões *II* e *IV*, tem-se:

$$A_{s,II} = A_{s,IV} = \rho_{min} \times b \times h \quad \text{Eq. 2.58}$$

2.2.2.8 Dimensionamento de sapata corrida (contínua)

A sapata contínua é aquela destinada a receber cargas lineares distribuídas, possuindo uma dimensão (comprimento) preponderante em relação às demais (BASTOS, 2016).

Segundo Spernau (s.d.), o modelo estrutural utilizado para o dimensionamento de sapatas corridas é o de uma laje armada em uma direção, composta por dois balanços opostos, avaliando-se os esforços por metro linear (faixas de 1 metro). Os máximos esforços ocorrem junto à face da carga linear N .

Como os esforços são analisados por metro, uma das dimensões da sapata sempre será adotada o valor unitário, enquanto a largura A da sapata deve ser suficiente para garantir que as pressões exercidas no solo (σ_{solo}) sejam inferiores à tensão limite ($\bar{\sigma}_{solo}$).

Tomando a dimensão $B=1,0\text{ m}$, a dimensão A da sapata é:

$$A = \frac{1,05 \times N}{\bar{\sigma}_{solo}} \quad \text{Eq. 2.59}$$

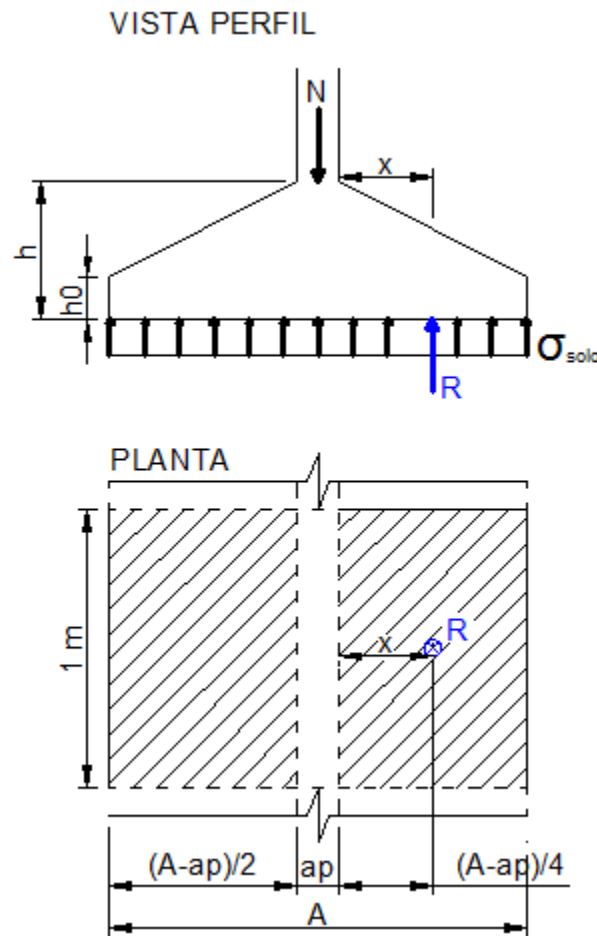
A rigidez das sapatas contínuas é determinada conforme indicado pela NBR 6118:2014, ou seja, quando a Eq. 2.5 é verdadeira. De uma maneira geral, as sapatas rígidas “são utilizadas geralmente sob muros ou paredes com cargas relativamente altas e sobre solos com boa capacidade de suporte” (BASTOS, 2016).

I. Determinação dos esforços máximos atuantes

“Os esforços máximos, junto à face da carga, serão obtidos a partir da pressão $\sigma_{solo} = \frac{N}{A}$ atuante nos retângulos de dimensões $\frac{(A-a_p)}{2} \times 1,0$ ” (SPERNAU, s.d.).

Considera-se que a resultante da tensão axial no retângulo atua no centro geométrico do mesmo, estando a uma distância $x = \frac{(A - a_p)}{4}$ da face da carga (Figura 34).

Figura 34- Esforços atuantes na sapata corrida.



Fonte: Elaborado pelo autor

Substituindo $\sigma_{solo} = N/A$ e como o momento de cada elemento retangular é o produto da resultante pela distância à face do pilar, pode-se escrever R e M como:

$$R = \frac{N}{A} \times \frac{(A-a_p)}{2} \quad \text{Eq. 2.60}$$

$$M = \frac{N}{A} \times \frac{(A - a_p)^2}{8} \quad \text{Eq. 2.61}$$

O esforço cortante V é determinado pelo valor da resultante R .

II. Verificação do esforço cortante

Nas lajes armadas em uma direção, por recomendação da NBR 6118:2014, item 19.4.1, deve-se verificar a necessidade de armadura resistente ao esforço cortante. Portanto, partindo do princípio de que a sapata corrida é dimensionada como uma laje unidirecional, é necessário verificar se com a altura adotada para a sapata a mesma resiste ao esforço solicitante sem armadura transversal para cisalhamento.

Para que essa verificação seja feita o esforço solicitante de cálculo deve ser inferior ou igual ao esforço resistente de cálculo. Desse modo, será verificado se $V_{Sd} \leq V_{Rd1}$.

A força solicitante de cálculo é calculada:

$$V_{Sd} = \gamma_c \times R \quad \text{Eq. 2.62}$$

Já a força cortante resistente de cálculo é dada por:

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd} \times k \times (1,2 + 40 \times \rho_1) + 0,15 \times \sigma_{cp}] \times b_w \times d \quad \text{Eq. 2.63}$$

Onde

τ_{Rd} é a tensão resistente de cálculo do concreto ao cisalhamento e é calculada como $\tau_{Rd} = 0,25 \times$

f_{ctd} . Sendo $f_{ctd} = f_{ctk,inf} / \gamma_c$.

$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \times d}$, sendo $\rho_1 \leq |0,02|$.

$\sigma_{cp} = N_{Sd} / A_c$. N_{Sd} é a força longitudinal na seção devido a protensão ou carregamento. Como não há protensão no cálculo adotado para a sapata, esse valor será zero.

k é um coeficiente que tem o valor $k = |1|$, quando pelo menos 50% da armadura inferior não chega até o apoio e $k = |1,6 - d| \geq |1|$ para os demais casos, com a altura útil d em metros. Por norma, a armadura de flexão das sapatas deve se estender integralmente de face a face da sapata, o valor de k será calculado sempre como o segundo caso.

III. Dimensionamento da armadura para flexão

O dimensionamento à flexão segue o estabelecido no item 17.3.5.1 da NBR 6118:2014.

Além de o dimensionamento atender a um momento mínimo, as taxas de armaduras deverão atender as taxas mínimas de armadura de flexão, seguindo a tabela 17.3 da NBR 6118:2014.

Com o momento máximo solicitante da Eq. 2.61, com o auxílio da tabela dos coeficientes k_c e k_s , assim como nas Eq. 2.21 e Eq. 2.22, pode-se determinar a área da armadura resistente à tração na sapata.

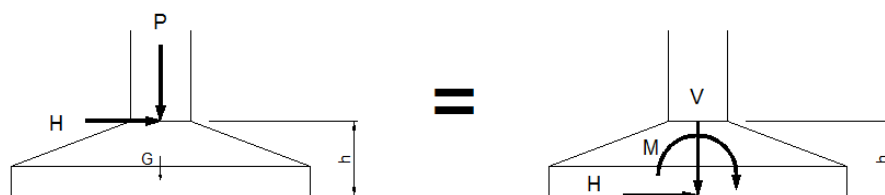
2.2.2.9 Dimensionamento de sapata submetida à compressão excêntrica

As sapatas de fundações até aqui abordadas supunham a atuação exclusiva de cargas verticais centradas. Isso ocorre porque na maioria das estruturas os pilares são vinculados às vigas ao nível do solo (vigas baldrame), reduzindo muito as forças horizontais e momentos que chegam à fundação. E, por esse motivo é comum adotar como hipótese de cálculo fundações cêntricas, já que os demais esforços são muito pequenos e podem ser desconsiderados. (SPERNAU, s.d.)

Existem, porém, situações, como por exemplo, em caso de pontes, pilares próximos de divisa de terrenos, pilares deslocados do centro da sapata ou então em pilares com momentos fletores, onde os pilares recebem cargas horizontais que são transferidas às fundações gerando momento fletor nas sapatas, os quais não podem ser desconsiderados.

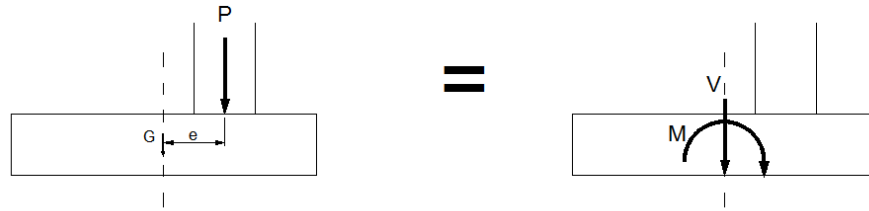
Os esforços serão sempre considerados em relação à base da fundação. A presença de força horizontal implicará na existência de momento fletor por ela causado (Figura 35). O caso de carga vertical excêntrica será analisado como carga centrada com momento atuante (Figura 36).

Figura 35- Força horizontal gerando momento fletor na base.



Fonte: Adaptado a partir de Spernau (s.d.).

Figura 36- Força excêntrica gerando momento fletor na base.



Fonte: Adaptado a partir de Spernau (s.d.).

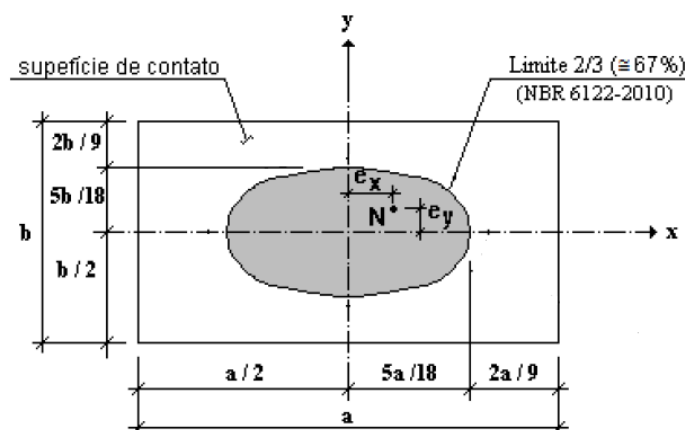
As cargas excêntricas nas sapatas de fundações resultarão em uma distribuição de tensões no solo não uniforme, como será visto adiante. Essa distribuição não uniforme das tensões poderá resultar em parte da área da base da sapata não esteja comprimida.

Segundo a NBR 6122:2010, “no dimensionamento da fundação superficial, a área comprimida deve ser de no mínimo $2/3$ ($\cong 0,67$) da área total. Deve-se assegurar, ainda, que a tensão máxima de borda seja menor ou igual à tensão admissível ou tensão resistente de projeto”. Matematicamente, a garantia de que no mínimo, 67% da superfície de contato da sapata de fundação direta estaria comprimida, exigidos pela norma brasileira, é dado pela seguinte expressão (desenvolvida no Apêndice A).

$$\left(\frac{e_x}{A}\right)^2 + \left(\frac{e_y}{B}\right)^2 \leq \frac{1}{12,96} \quad \text{Eq. 2.64}$$

Portanto, uma das limitações que devem ser obrigatoriamente verificada é a área de contato da sapata com solo submetida às tensões de compressão (Figura 37).

Figura 37- Limite para que a área comprimida da sapata esteja de acordo com a NBR 6122.



Fonte: Adaptado de Piancastelli (s.d.).

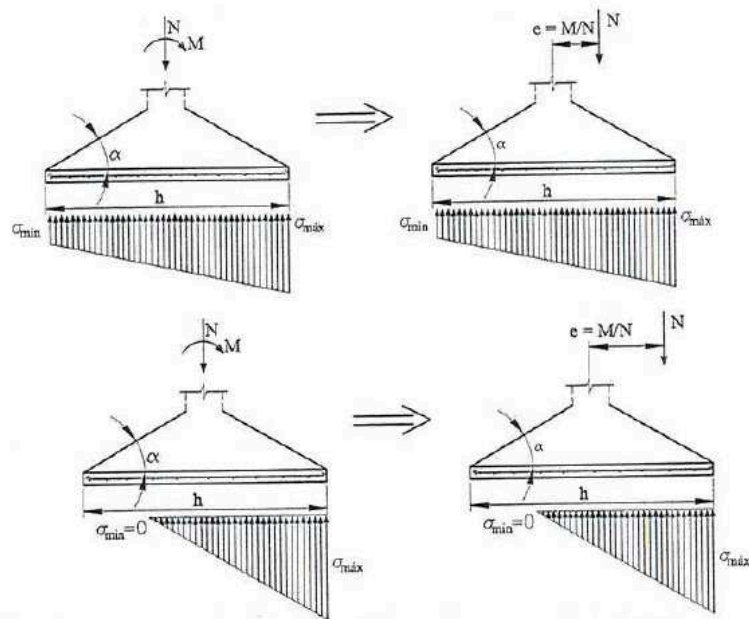
A excentricidade nas fundações pode ocorrer em apenas uma direção (X ou Y) ou nas duas direções (X e Y), sendo este um caso mais complexo para determinação das tensões.

2.2.2.9.1 Sapata isolada rígida submetida à carga excêntrica em uma direção

A principal diferença entre o cálculo de sapatas excêntricas em uma direção e de sapatas sem cargas cêntricas “está em que, devido à excentricidade, resultam distribuições de tensões no solo não uniformes sob a base da sapata;”, entretanto, para efeitos práticos em sapatas rígidas, as tensões são tomadas com variações lineares (CARVALHO e PINHEIRO, 2009).

Há duas maneiras de representar os efeitos da excentricidade: como atuação de uma carga vertical e um momento fletor; ou com uma carga vertical e o momento sendo substituído por uma excentricidade equivalente (Figura 38).

Figura 38- Sapatas submetidas a cargas excêntricas e tensões no solo.



Fonte: Carvalho e Pinheiro (2009).

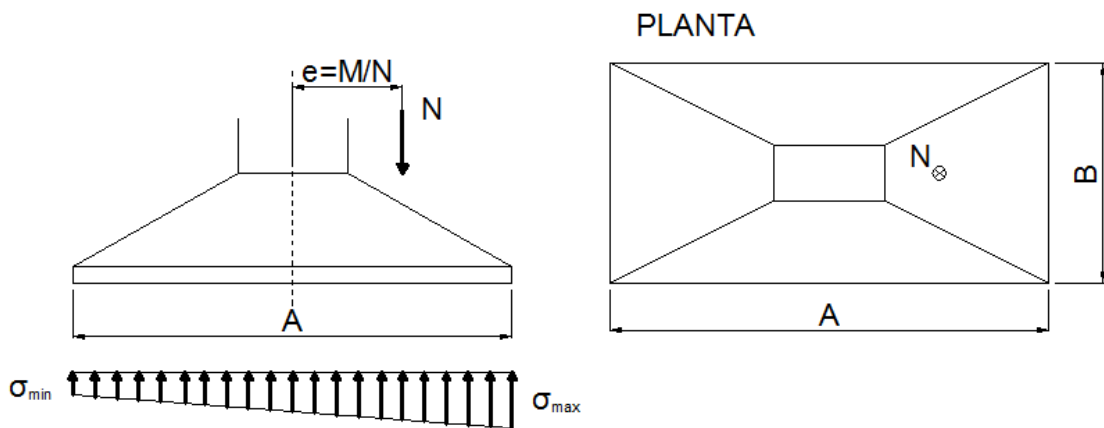
Como ilustrado na Figura 38, existem duas possibilidades de distribuição de tensões no solo, uma que em toda a área da sapata há tensões de compressão (parte superior da figura) e outra em que há uma região com tensões de tração no solo e deve ser desprezada, pois o

solo não tem resistência à tração. Desse modo, para o primeiro caso tem-se uma distribuição de tensão trapezoidal e para o segundo caso a distribuição é triangular.

I. Situação em que toda área da base está em contato com o solo (compressão)

Para uma sapata sob uma carga axial N com uma excentricidade e (distância entre o ponto de aplicação da carga e o centro geométrico do pilar), em uma direção e de pequeno valor, ilustrada na Figura 39, a distribuição de tensões no solo é somente de compressão e tem forma trapezoidal.

Figura 39- Sapata rígida submetida a uma carga com pequena excentricidade.



Fonte: Elaborado pelo autor.

A tensão normal de compressão em um ponto qualquer da sapata é dada pela resistência dos materiais através da expressão:

$$\sigma = \frac{N}{S_{sap}} \pm \frac{M}{I} \times x \quad \text{Eq. 2.65}$$

Onde

N é a força de compressão do pilar.

S_{sap} é a área da sapata.

M é o momento fletor causado pela excentricidade. Dado por $M = N \times e$.

I é o momento de inércia da seção em relação ao eixo Y. Dado por $I = \frac{B \times A^3}{12}$.

As tensões de compressão são tomadas como positivas e, conseqüentemente, as de tração como negativas. As tensões máximas e mínimas serão obtidas com o valor máximo de x , ou seja, para $x = h/2$ e, portanto, podemos escrever a Eq. 2.65 como:

$$\sigma_{max,min} = \frac{N}{A \times B} \times \left(1 \pm \frac{6 \times e}{A}\right) \quad Eq. 2.66$$

A Eq. 2.66 não pode resultar em valores negativos. Além disso, a tensão máxima na borda também deve ser limitada à tensão admissível do solo. Portanto, $\sigma_{min} \geq 0$ e $\sigma_{max} \leq \sigma_{adm}$.

O item 6.3.1, da NBR 6122:2010, diz que

Quando a verificação das solicitações for feita considerando-se as ações nas quais o vento é a ação variável principal, os valores de tensão admissível de sapata e tubulões e cargas admissíveis em estacas podem ser majorados em 30%. Neste caso deve ser feita a verificação estrutural do elemento de fundação.

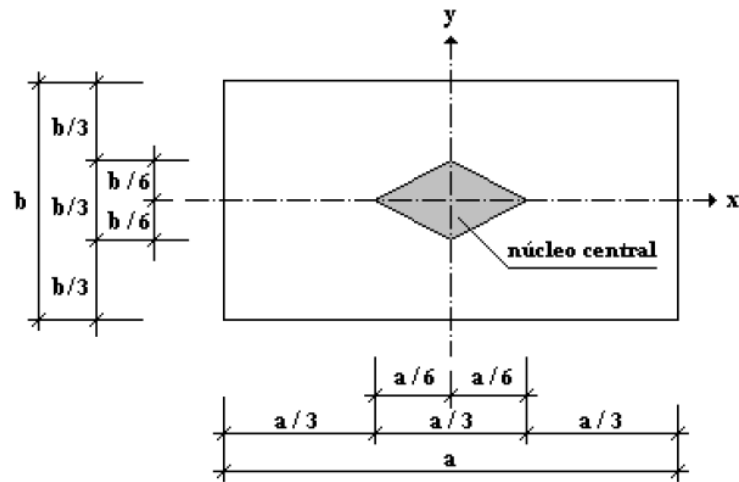
A situação limite para que toda a base da sapata esteja em contato com o solo, ou seja, esteja sob tensão de compressão, é quando a tensão mínima for nula ($\sigma_{min} = 0$). Sendo assim, igualando a Eq. 2.66 zero e isolando a variável e (excentricidade), tem-se que o valor limite da excentricidade da força N aplicada sobre a sapata para que a base da mesma esteja sob tensão de compressão somente é $e \leq A/6$.

Embora esse cálculo tenha sido feito com base no comprimento A da sapata, o mesmo pode ser feito em relação à largura B da sapata. Portanto, quando $e \leq A/6$ e $e \leq B/6$ em qualquer sentido, não haverá tensões de tração. Essa relação pode ser descrita segundo a seguinte expressão:

$$\frac{|e_x|}{A} + \frac{|e_y|}{B} \leq \frac{1}{6} \quad Eq. 2.67$$

Em termos geométricos, a Eq. 2.67 limita a excentricidade e da carga normal ao paralelogramo indicado na Figura 40, denominado núcleo central.

Figura 40- Núcleo central de uma sapata retangular de lados $A \times B$.



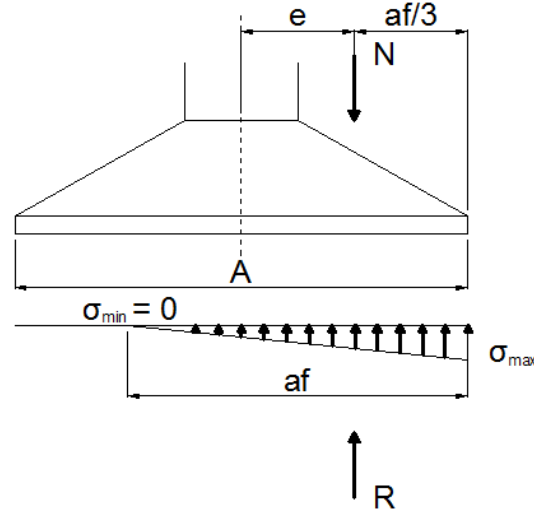
Fonte: Piancastelli (s.d.).

II. Situação em que apenas parte da base da sapata está em contato com o solo

Considerando-se apenas excentricidades em uma única direção, essa situação irá ocorrer quando a força axial N aplicada pelo pilar tiver uma excentricidade e_x ou e_y em que a relação $e \leq A/6$ ou $e \leq B/6$ não seja atendida. Sendo assim a força axial N estará atuando fora do núcleo central.

Carvalho e Pinheiro (2009) solucionam esse problema considerando um comprimento fictício a_f para efeito de cálculo das tensões no solo, desprezando o comprimento no qual haveria tração, de modo que toda reação do solo R atue na região comprimida; Para obter o equilíbrio estático, a força axial aplicada N e a resultante das tensões na sapata R atuam na mesma linha de ação e possuem módulos iguais (Figura 41).

Figura 41- Sapata com carga excêntrica com distribuição triangular de tensões.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Pela Figura 41, pode-se determinar a_f como:

$$a_f = 3 \times \left(\frac{A}{2} - e \right) \quad \text{Eq. 2.68}$$

Onde

$$e = M/N.$$

$$a_f \geq \frac{2}{3} \times A \text{ para que esteja de acordo com a NBR 6122:2010.}$$

A nova tensão de compressão máxima atuante na borda da sapata pode ser encontrada a partir da resultante das tensões de compressão no solo R .

$$R = \sigma_{max} \times a_f \times \frac{B}{2} \quad \text{Eq. 2.69}$$

Por equilíbrio, $R=N$, e pode-se escrever σ_{max} como:

$$\sigma_{max} = \frac{2 \times N}{a_f \times B} \quad \text{Eq. 2.70}$$

Como para o modelo anterior, para que haja segurança, a tensão máxima na borda também deve ser limitada à tensão admissível do solo, ou seja, $\sigma_{max} \leq \sigma_{adm}$.

III. Verificação das tensões nas bielas comprimidas

A verificação do esforço cortante nas sapatas excêntricas deve ser feita de maneira equivalente à verificação para sapatas cêntricas.

Por ser uma sapata rígida, já se sabe que a ruptura por punção não precisa ser verificada, mas a verificação da compressão diagonal do concreto deve ser feita.

Assim como foi feito nas sapatas cêntricas, sabe-se que “em uma superfície qualquer submetida a um estado de tensões normais com variação linear, a força resultante é encontrada multiplicando a área dessa superfície pelo valor da tensão normal que ocorre no baricentro dessa superfície” (CARVALHO E PINHEIRO, 2009).

A força cortante resultante das tensões de compressão atuantes R pode ser determinada pela Eq. 2.12, ou seja, $R = S_{trapezio,sapata} \times \sigma_{solo}$ (onde S é a área). A área do trapézio é a mesma determinada anteriormente, a diferença está na tensão atuante sobre essa área devido ao momento. Sendo assim, a σ_{solo} pode ser obtida pela Eq. 2.65, porém o valor de x será a distância da face do pilar até o centro geométrico (CG) do trapézio, como ilustrado pela Figura 22. Portanto, podemos escrever R como:

$$\sigma_{solo,cg} = \frac{N}{S_{sap}} \pm \frac{M}{I} \times x_{cg} \quad Eq. 2.71$$

$$R = S_{trapezio,sapata} \times \sigma_{solo,cg} \quad Eq. 2.72$$

Onde

I é o momento de inércia em relação a Y, dado por $I = \frac{B \times A^3}{12}$.

Determinado o esforço cortante solicitante na sapata, a tensão de cisalhamento solicitante τ_{sd} pode ser determinada pela Eq. 2.18, e deve ser inferior a tensão de cisalhamento resistente de cálculo τ_{Rd2} , determinada pela Eq. 2.17.

A tensão de cisalhamento da sapata pode ser considerada verificada quando $\tau_{sd} \leq \tau_{Rd2}$.

IV. Dimensionamento à flexão

Determinadas as tensões de compressão máximas atuantes, o dimensionamento e cálculo da armadura principal são equivalentes ao demonstrado para as sapatas cêntricas.

O momento na direção X pode se obtido como na Eq. 2.14, apenas adequando à tensão no solo devido à existência da excentricidade, conforme calculado no item anterior. Pode-se escrever o momento solicitante como:

$$M_x = \frac{(A-a_p)^2 \times (2 \times B + b_p)}{24} \times \sigma_{max} \quad \text{Eq. 2.73}$$

De maneira análoga, para a direção Y:

$$M_y = \frac{(B-b_p)^2 \times (2 \times A + a_p)}{24} \times \sigma_{max} \quad \text{Eq. 2.74}$$

Como dito para as sapatas cêntricas, os momentos solicitantes devem ser superior a um momento mínimo determinado pela NBR 6118:2014.

O cálculo da armadura principal será determinado pela tabela dos índices k_c e k_s , como já feito anteriormente, segundo as Eq. 2.21, Eq. 2.22, Eq. 2.23 e Eq. 2.24.

Assim como os momentos, a armadura principal calculada deve respeitar a armadura mínima definida pela NBR 6118:2014.

2.2.2.9.2 Sapata isolada rígida submetida à carga excêntrica em duas direções

“Nas sapatas onde o ponto de aplicação da carga tem excentricidade que pode ser decomposta em duas direções ortogonais (e_x e e_y), a determinação das tensões no solo é mais complexa, pois a linha neutra é inclinada em relação aos planos de simetria da área da sapata” (CARVALHO; PINHEIRO, 2009).

Há diferentes expressões para o cálculo da tensão no solo que dependem da região da sapata em que a carga axial atua. Existem regiões da sapata em que não é possível aplicação da carga, pois nesse caso mais de 1/3 do solo abaixo da sapata estaria sob tensões de tração, o que iria contra as recomendações da NBR 6122:2010.

Montoya (1991) soluciona os problemas de cargas excêntricas em duas direções através do auxílio de ábacos, em que, em função do valor das excentricidades e das dimensões da sapata, são encontrados parâmetros que possibilitam determinar as tensões atuantes. Neste trabalho, porém, será resolvido o problema pela solução trazida pelo Spernau (UFSC), pelo

Élvio (UFMG) e pelos autores Carvalho e Pinheiro (2009), através de expressões válidas para diversas regiões da sapata.

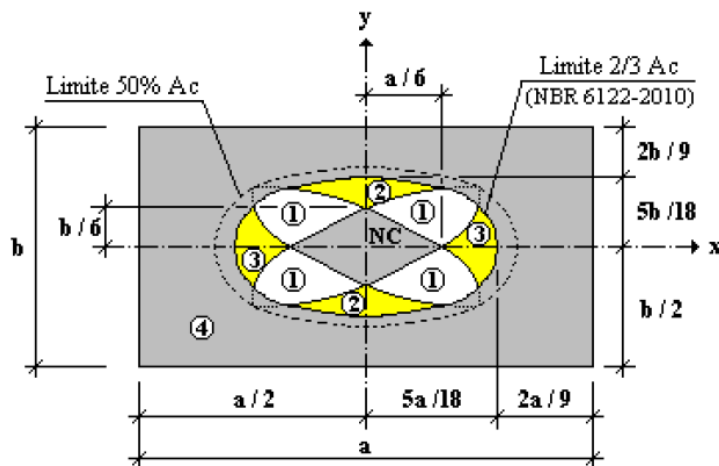
Adotando como exemplo uma sapata de base retangular com comprimento A e largura B , existem cinco situações distintas que podem ocorrer, dependendo da posição (região) em que se localiza a carga axial excêntrica.

O primeiro caso, e mais simples, é quando a carga, mesmo que excêntrica em duas direções, encontra-se aplicada dentro do núcleo central (Figura 40). Para esse caso, a Eq. 2.67 deve ser verificada e a tensão máxima pode ser calculada como visto anteriormente na Eq. 2.66, considerando agora não uma (e_x), mas sim duas excentricidades (e_x e e_y). Pode-se reescrever a Eq. 2.66 como:

$$\sigma_{max,min} = \frac{N}{A \times B} \times \left(1 \pm \frac{6 \times e_x}{A} \pm \frac{6 \times e_y}{B} \right) \quad Eq. 2.75$$

Além desse, existem quatro regiões indicadas na Figura 42 que serão tratadas separadamente a seguir.

Figura 42- Regiões de aplicação da carga com excentricidades em duas direções.

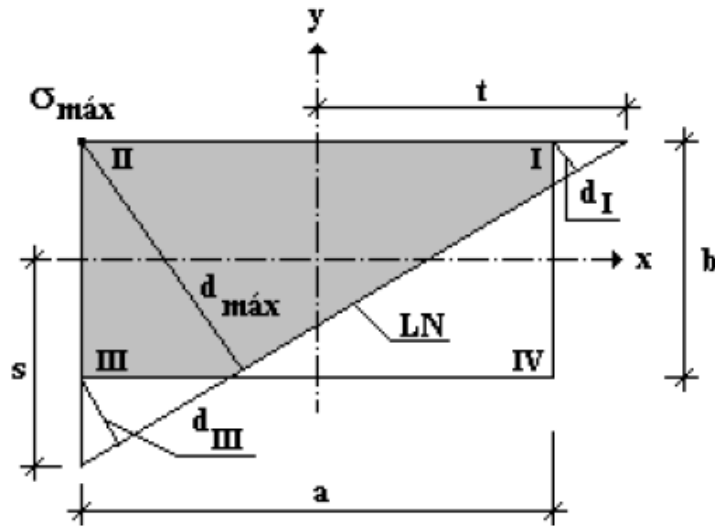


Fonte: Piancastelli (s.d.).

I. Região 1

Quando a força axial estiver localizada na região 1 da Figura 42, a área comprimida terá forma de pentágono. A linha neutra e a área comprimida podem ser ilustradas na Figura

Figura 43- Área comprimida e linha neutra da região 1.



Fonte: Piancastelli (s.d.).

As dimensões t e s , assim como a tensão máxima da Figura 43 podem ser determinadas da seguinte maneira:

$$t = \frac{A}{12} \times \left(\frac{A}{e_x} + \sqrt{\left(\frac{A}{e_x} \right)^2 - 12} \right) \quad \text{Eq. 2.76}$$

$$s = \frac{B}{12} \times \left(\frac{B}{e_y} + \sqrt{\left(\frac{B}{e_y} \right)^2 - 12} \right) \quad \text{Eq. 2.77}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{A \times B} \times \epsilon \times [12 - 3,9 \times (6 \times \epsilon - 1) \times (1 - 2 \times \epsilon) \times (2,3 - 2 \times \epsilon)] \quad \text{Eq. 2.78}$$

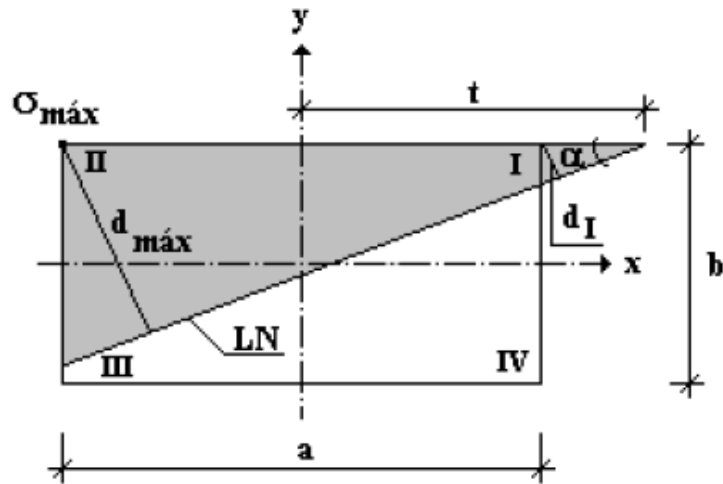
Onde

$$\epsilon = \frac{e_x}{A} + \frac{e_y}{B}.$$

II. Região 2

Quando a força axial estiver localizada na região 2 da Figura 42, a área comprimida terá forma de um quadrilátero. A linha neutra e a área comprimida podem ser ilustradas na Figura 44.

Figura 44- Área comprimida e linha neutra da região 2.



Fonte: Piancastelli (s.d.).

A dimensão t e a tensão máxima da Figura 44 podem ser determinadas da seguinte maneira:

$$t = \frac{A}{12} \times \left(\frac{A}{e_x} + \sqrt{\left(\frac{A}{e_x} \right)^2 - 12} \right) \quad \text{Eq. 2.79}$$

$$\alpha = \operatorname{tg}^{-1} \left(\frac{3}{2} \times \frac{B - 2 \times e_y}{t + e_x} \right) \quad \text{Eq. 2.80}$$

$$\sigma_{max} = \frac{12 \times N}{A \times \operatorname{tg} \alpha} \times \frac{A + 2 \times t}{A^2 + 12 \times t^2} \quad \text{Eq. 2.81}$$

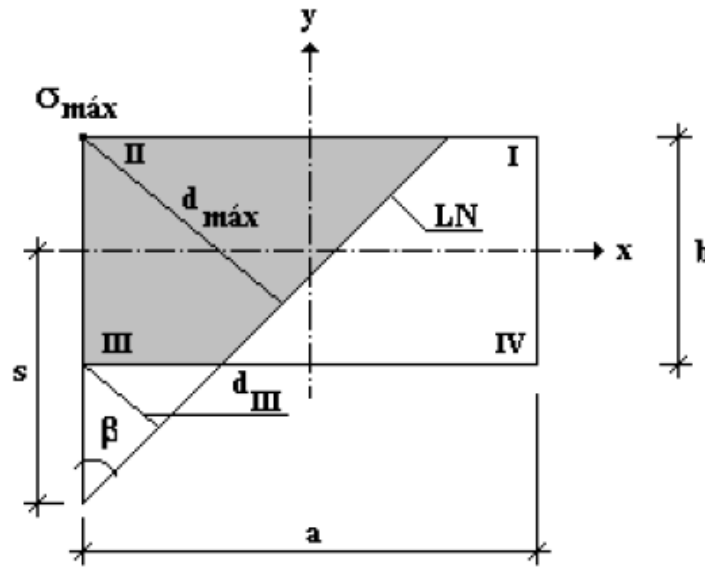
Onde

α é a inclinação da linha neutra em relação ao eixo X.

III. Região 3

Quando a força axial estiver localizada na região 3 da Figura 42, a área comprimida terá forma de um quadrilátero. A linha neutra e a área comprimida podem ser ilustradas na Figura 45.

Figura 45- Área comprimida e linha neutra da região 3.



Fonte: Piancastelli (s.d.).

A dimensão s e a tensão máxima da Figura 45 podem ser determinadas da seguinte maneira:

$$s = \frac{B}{12} \times \left(\frac{B}{e_y} + \sqrt{\left(\frac{B}{e_y} \right)^2 - 12} \right) \quad \text{Eq. 2.82}$$

$$\beta = \text{tg}^{-1} \left(\frac{3}{2} \times \frac{A - 2 \times e_x}{s + e_y} \right) \quad \text{Eq. 2.83}$$

$$\sigma_{max} = \frac{12 \times N}{B \times \text{tg} \beta} \times \frac{B + 2 \times s}{B^2 + 12 \times s^2} \quad \text{Eq. 2.84}$$

Onde

β é a inclinação da linha neutra em relação ao eixo Y.

IV. Região 4

Caso a força axial caia na região 4, o cálculo das tensões conduziria a um diagrama de tensões com a área comprimida da base da sapata inferior a 2/3 da área total da fundação, o que não é permitido pela NBR 6122:2010.

Em situações que a força axial esteja localizada nesta região, há necessidade de alterar as dimensões da sapata de forma que a carga normal excêntrica fique limitada às regiões do núcleo central (preferencialmente), 1, 2 ou 3.

Para garantir que a força normal excêntrica não cairá na região 4, basta que as excentricidades e_x e e_y atendam à Eq. 2.64.

V. Verificação das tensões no concreto

A verificação do esforço cortante deve ser feito de maneira equivalente ao resolvido para as sapatas excêntricas em uma direção.

Por ser uma sapata rígida, já se sabe que a ruptura por punção não precisa ser verificada, mas a verificação da compressão diagonal do concreto deve ser feita.

A força cortante resultante das tensões de compressão atuantes R pode ser determinada pela Eq. 2.12, ou seja, $R = S_{trapezio,sapata} \times \sigma_{solo}$. A área do trapézio é a mesma determinada anteriormente, a diferença está na tensão atuante sobre essa área devido aos momentos. Sendo assim, a σ_{solo} pode ser obtida de acordo com a região em que a carga axial excêntrica se encontrar, conforme visto acima. O valor de x será a distância da face do pilar até o centro geométrico (CG) do trapézio, como ilustrado pela Figura 22. Portanto, podemos escrever R como:

$$R = S_{trapezio,sapata} \times \sigma_{solo,m\acute{a}x} \quad Eq. 2.85$$

Determinado o esforço cortante solicitante na sapata, a tensão de cisalhamento solicitante τ_{sd} pode ser determinada pela Eq. 2.18, e deve ser inferior a tensão de cisalhamento resistente de cálculo τ_{Rd2} , determinada pela Eq. 2.17.

A tensão de cisalhamento da sapata pode ser considerada verificada quando $\tau_{sd} \leq \tau_{Rd2}$.

VI. Dimensionamento à flexão

Determinado as tensões de compressão máximas atuantes, o dimensionamento e cálculo da armadura principal são equivalentes ao demonstrado para as sapatas cêntricas.

O momento na direção X pode ser obtido como na Eq. 2.14, apenas adequando à tensão no solo devido à existência da excentricidade, conforme calculado no item anterior. Pode-se escrever o momento solicitante como:

$$M_x = \frac{(B_x - b_x)^2 \times (2 \times B_y + b_y)}{24} \times \sigma_{max} \quad Eq. 2.86$$

De maneira análoga, para a direção Y:

$$M_y = \frac{(B_y - b_y)^2 \times (2 \times B_x + b_x)}{24} \times \sigma_{max} \quad \text{Eq. 2.87}$$

Como dito para as sapatas cêntricas, os momentos solicitantes devem ser superior a um momento mínimo determinado pela NBR 6118:2014.

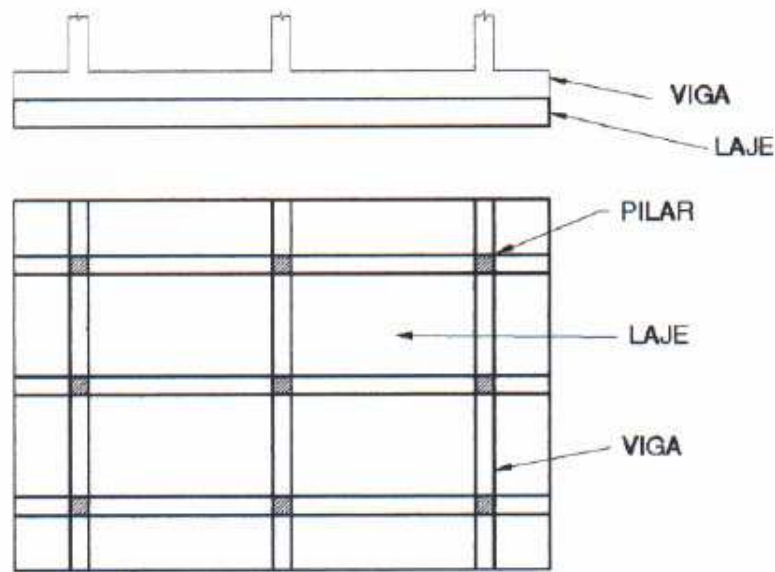
O cálculo da armadura principal será determinado pela tabela dos índices k_c e k_s , como já feito anteriormente, segundo as Eq. 2.21, Eq. 2.22, Eq. 2.23 e Eq. 2.24.

Assim como os momentos, a armadura principal calculada deve respeitar a armadura mínima definida pela NBR 6118:2014.

2.2.3 Radier

Elemento de fundação superficial que abrange parte ou todos os pilares de uma estrutura, distribuindo os carregamentos (NBR 6122:2010). De acordo com Falconi et al. (1998), dada as suas proporções, envolvendo grandes volumes de concreto armado, o radier é uma solução relativamente onerosa e de execução com cuidados específicos, como o calor de hidratação, ocorrendo com uma frequência menor. Da Silva (1998) ainda explica que o radier é uma laje espessa e que pode ser executado com ou sem vigas, superiores e inferiores (Figura 46).

Figura 46: Radier com vigas superiores.



Fonte: Da Silva (2008).

Dória (2007) ainda define Radier como sendo estrutura de fundação superficial que poder ser executada tanto em concreto armado como em protendido, e que recebe todas as cargas da edificação, através de pilares ou alvenarias, distribuindo-as de forma uniforme ao solo. O autor ainda destaca três principais casos nos quais o uso desta solução é empregado: em solo de baixa capacidade de carga; quando se deseja uniformizar os recalques; e em casos que as áreas das sapatas se aproximam umas das outras ou quando esta área for maior do que a metade da área de construção.

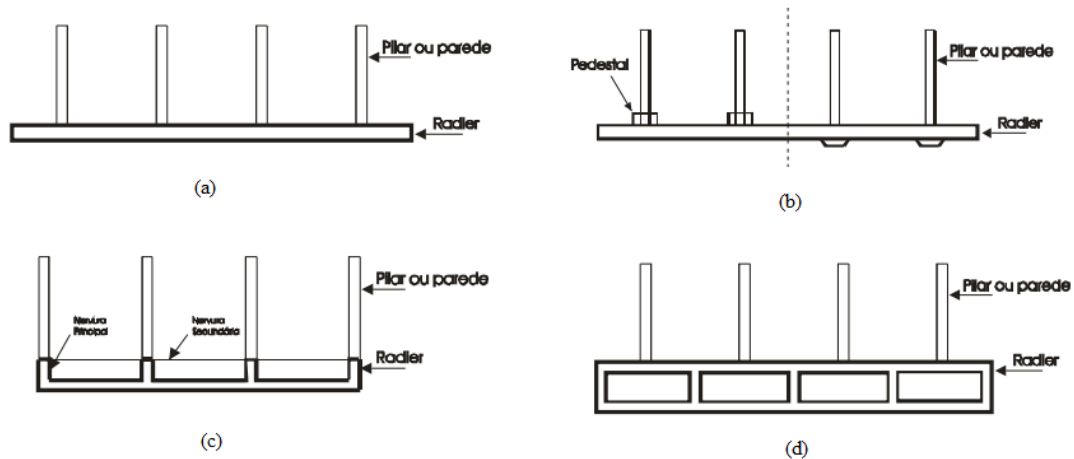
O radier nada mais é do que uma laje de concreto que pode ter espessura uniforme ou variável, e pode ainda conter elementos de enrijecimento como nervuras ou vigas.

Esse elemento pode ainda ser classificado quanto à sua geometria em lisos, com pedestais, nervurados e caixão (DÓRIA, 2007).

- **Radiers lisos:** possuem a vantagem de facilidade na execução (Figura 47a).
- **Radiers com pedestais ou cogumelos:** aumenta a espessura sob o pilar aumentando, assim, a resistência à flexão e à punção. Existem pedestais superiores e inferiores, tendo este último a vantagem de deixar a superfície superior lisa (Figura 47b).
- **Radiers nervurados:** executas-se com nervuras principais e secundárias, colocadas sob os pilares (Figura 47c).

- **Radiers em caixão:** solução utilizada com a finalidade de obter uma grande rigidez, podendo ser executado com vários pisos (Figura 47d).

Figura 47: Classificação do radier quanto à geometria.



Fonte: Adaptado a partir de Dória (2007).

Assim como as sapatas, os radiers também podem ser classificados quando a sua rigidez. Segundo Dória (2007), os radiers rígidos são aqueles cuja rigidez à flexão é relativamente grande, podendo ser tratado como um corpo rígido. Já os elementos flexíveis (ou elásticos) possuem uma rigidez menor e os deslocamentos relativos da placa não são desprezíveis.

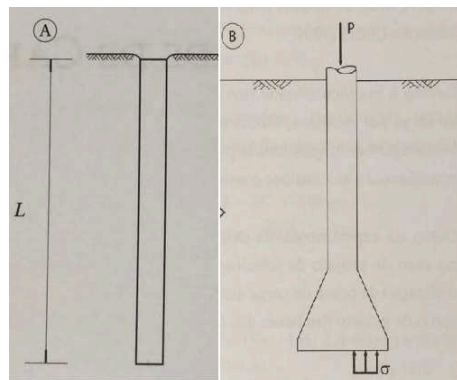
2.3 FUNDAÇÕES PROFUNDAS

As fundações profundas é uma outra classificação existente e são muito empregadas na construção civil. A distinção para as fundações rasas se dá pela sua geometria que é definida de diferentes formas por diversos autores. Os professores Márcio e João (s.d.) apenas citam que as fundações profundas são caracterizadas pelo grande comprimento e um pequeno diâmetro (pequena seção transversal), já Falconi et al (1998) define dimensões para alicerces rasos onde a razão entre a profundidade e a base deve ser menor ou igual a um, quando esta condição não for atendida será, portanto, classificada como profunda. Por fim, a norma brasileira de projeto e execução de fundações (NBR 6122:2010) designa que as fundações profundas são elementos estruturais que transmitem a carga da edificação ao solo através de sua base, a chamada resistência de ponta, e/ou por sua superfície lateral, a chamada resistência lateral ou de fuste. Ainda, complementa que a sua ponta (base) deve ser assentada a uma

profundidade superior ao dobro da sua menor dimensão em planta, e no mínimo a três metros em relação ao solo circundante.

Os elementos mais conhecidos, utilizados e representativos desse tipo de estrutura são as estacas e os tubulões (Figura 48.). Como o propósito deste trabalho é abordar os blocos de coroamento de estacas, ou tubulões, não será abordado um estudo aprofundado dos destes elementos.

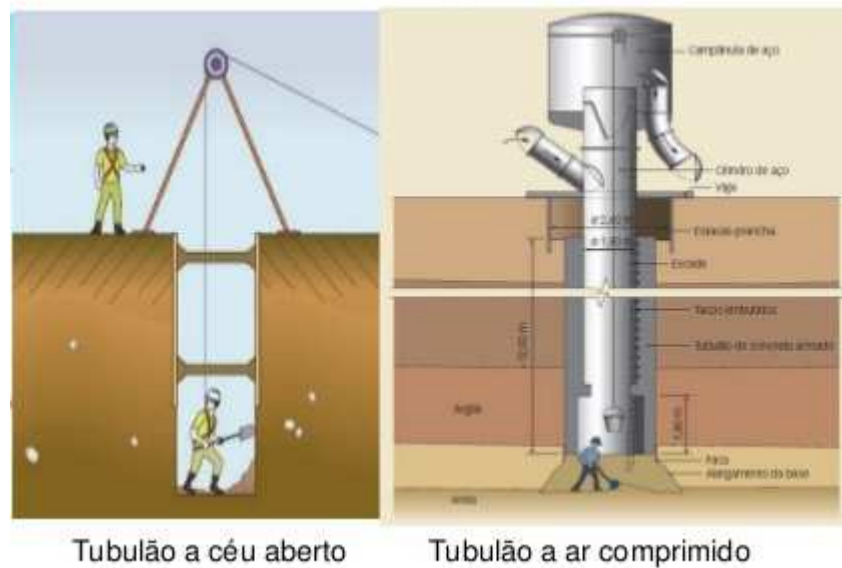
Figura 48- Estaca e Tubulão.



Fonte: Adaptado a partir de Cintra, Aoki e Albiero (2016).

Tubulão é o elemento de fundação profunda escavada no terreno em que pelo menos uma das suas etapas de execução haja a participação direta de mão de obra humana, normalmente na escavação da base alargada (NBR 6122:2010). São estruturas moldadas in loco, possuem o fuste encamisado durante a execução e podem ser classificados em dois grupos: a céu aberto e a ar comprimido (INFRAESTRUTURA URBANA, 2012), conforme Figura 49.


Figura 49- Tubulão a céu aberto e a ar comprimido.



Fonte: Universidade Paulista (s.d.)

As estacas são elementos de fundação profunda executadas inteiramente de maneira indireta, ou seja, por equipamentos ou ferramentas (NBR 6122:2010). Quando submetida a um carregamento axial (vertical), irá resistir a essa solicitação parcialmente pela resistência ao cisalhamento gerada pelo fuste e pelas tensões normais geradas em sua ponta (FALCONI et al, 1998). Podem ser classificadas em estacas de deslocamentos e escavadas. Essas são introduzidas no solo por um processo que não promove a retirada do solo, como por exemplo, as pré-moldadas, metálicas, madeiras, Franki. Já as escavadas, como o próprio nome sugere, são executadas com retirada de material do solo. Enquadram-se nessa classe as estacas tipo broca, Strauss e hélice contínua. Além da classificação pelo processo executivo, podem também ser distinguidas pelo tipo de estaca, na qual há uma enorme quantidade de soluções empregas na atualidade. No Quadro 2 é mostrada alguma das estacas existentes.

Quadro 2- Tipos de estacas.

Tipo de estaca		Seção transversal (cm ou pol)	Carga (kN)	d (m)	a (m)	Comprimento normal (m)
Estacas pré-moldadas	Seção de fuste quadrada	15 x 15	150	0,60	0,30	3 a 8
		20 x 20	200	0,60	0,30	3 a 12
		25 x 25	300	0,65	0,35	3 a 12
		30 x 30	400	0,75	0,40	3 a 12
		35 x 35	500	0,90	0,40	3 a 12
		40 x 40	700	1,00	0,50	3 a 12
	Seção de fuste circular	ϕ 20	200	0,60	0,30	4 a 10
		ϕ 25	300	0,65	0,30	4 a 14
		ϕ 30	400	0,75	0,35	4 a 16
		ϕ 35	550	0,90	0,40	4 a 16
		ϕ 40	700	1,00	0,50	4 a 16
		ϕ 50	1 000	1,30	0,50	4 a 16
		ϕ 60	1 500	1,50	0,50	4 a 16
	Estacas Strauss	ϕ 25	200	0,75	0,20	3 a 12
		ϕ 32	300	1,00	0,20	3 a 15
		ϕ 38	450	1,20	0,25	3 a 20
		ϕ 45	600	1,35	0,30	3 a 20
		ϕ 55	800	1,65	0,35	3 a 20
Estacas metálicas	Estacas Franki	ϕ 35	550	1,20	0,70	3 a 16
		ϕ 40	750	1,30	0,70	3 a 22
		ϕ 52	1 300	1,50	0,80	–
		ϕ 60	1 700	1,70	0,80	–
	Laminado CSN	I 10 pol x 4 5/8 pol	400	0,75	–	–
		I 12 pol x 5 1/4 pol	600	0,75	–	–
		II 10 pol x 4 5/8 pol	800	1,00	–	–
		II 12 pol x 5 1/4 pol	1 200	1,00	–	–
	Perfil composto	 1,5 mm	Área útil	1,00 a 1,50	–	–

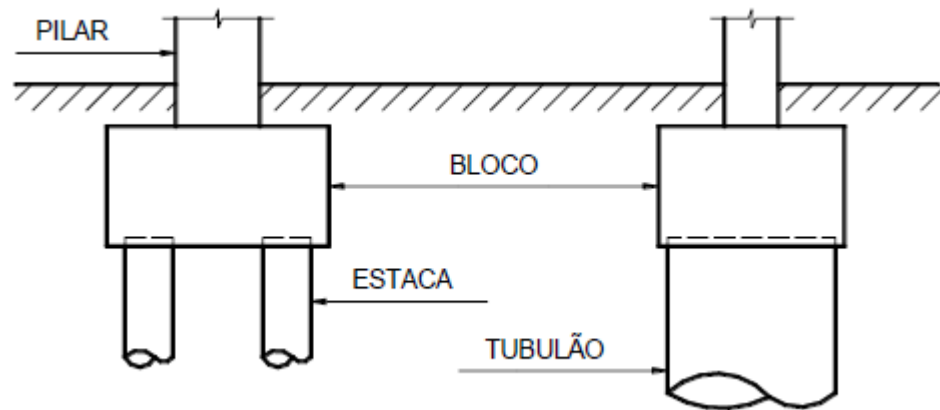
Fonte: Adaptado a partir de Alonso (2010).

Segundo Carvalho e Pinheiro (2009), normalmente a escolha e definição do tipo de fundação, e da melhor solução, assim como seus elementos geométricos, é feita por um especialista em geotecnia, mas essa decisão pode ser feita por engenheiros que possuam certa experiência e conhecimento do assunto.

Executados as estacas ou tubulões, existe um elemento estrutural de grande importância que faz a ligação entre os pilares da edificação e esses alicerces, elemento no qual é objetivo de estudo do dimensionamento deste trabalho, os chamados blocos de coroamento ou de transição. Conforme Spernau (s.d.), na fundação profunda “formadas pelo conjunto estacas-bloco, os tipos de estacas empregados, suas características e capacidades de carga seguem a norma brasileira NBR 6122:2010, enquanto que os blocos, objeto de estudo [...] seguem a NBR 6118”.

Os blocos de coroamento são elementos estruturais de transição, os quais possuem a responsabilidade de transferirem as cargas dos pilares para um conjunto de estacas ou tubulões, diferente das sapatas que por si só são consideradas um tipo de fundação (fundação direta) (Figura 50).

Figura 50- Bloco de coroamento sobre estaca e tubulão.



Fonte: Bastos (2017).

Quando se analisa as ações que atuam no bloco, é importante destacar que as cargas que estão sob os mesmos são consideradas como forças concentradas, ou seja, as reações das estacas são analisadas como forças pontuais. Além disso, não é considerada nenhuma contribuição do solo, como ocorre nas fundações diretas, de modo que toda a carga vinda dos pilares é transmitida pelo bloco e recebida diretamente pela(s) estaca(s) (CARVALHO; PINHEIRO, 2009).

Por fim, a NBR 6118:2014 defini blocos sobre estacas como “estruturas de volume usadas para transmitir às estacas e aos tubulões as cargas de fundação, podendo ser considerados rígidos ou flexíveis por critério análogo ao definido para sapatas”. Assim, como visto pela Eq. 2.5, o bloco de coroamento poderá ser considerado rígido ou flexível.

2.3.1 Comportamento estrutural

2.3.1.1 Bloco rígido

O comportamento estrutural se caracteriza por:

- Trabalho a flexão nas duas direções, mas com trações essencialmente concentradas nas linhas sobre estacas (reticulado definido pelo eixo das estacas, com faixas de largura igual a 1,2 vezes o seu diâmetro);
- Forças transmitidas do pilar para as estacas essencialmente por bielas de compressão, de forma e dimensões complexas;
- Trabalho ao cisalhamento também em duas direções, não apresentando ruínas por tração diagonal, e sim por compressão das bielas, analogamente às sapatas.

2.3.1.2 Bloco flexível

Para esse tipo de bloco deve ser realizada uma análise mais completa, desde a distribuição dos esforços nas estacas, dos tirantes de tração, até a necessidade de verificação da punção.

2.3.2 Modelo de cálculo

Seguindo as recomendações da norma brasileira, NBR 6118:2014, para o dimensionamento e cálculo dos blocos de coroamento sobre estacas e/ou tubulões são aceitos modelos tridimensionais lineares ou não lineares e modelos biela-tirante tridimensionais. Independente do modelo adotado, este deve contemplar adequadamente o comportamento estrutural do bloco, que, como já descrito, pode ser rígido ou flexível.

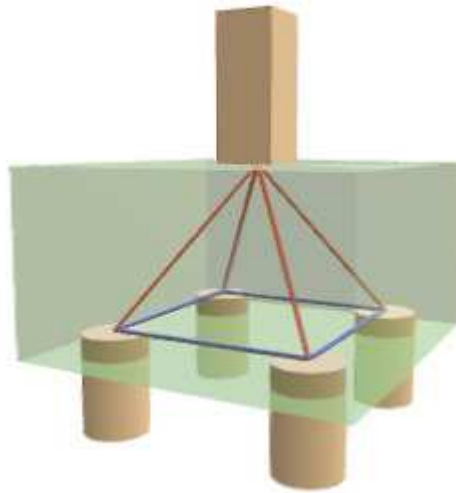
Neste trabalho será desenvolvido o dimensionamento dos blocos de coroamento pelo modelo biela-tirante.

O método biela-tirante ou escoras e tirantes, como também é conhecido (OLIVEIRA, 2009), admite como modelo resistente um treliça idealizada no interior do bloco, na qual pode ser considerada uma treliça plana, para blocos sobre duas estacas, ou treliça espacial, para bloco sobre três ou mais estacas.

Assim, a carga oriunda do pilar é transmitida pelo interior do bloco até chegar à(s) estaca(s) por elementos de concreto comprimido. Estas forças atuam em “barras”

comprimidas de concreto, resistidos pelo mesmo, e são chamadas de bielas ou escoras, destacadas em vermelho na Figura 51 (BASTOS, 2017). Em contrapartida, a carga que chega inclinada nas estacas, pelas bielas, faz com que as estacas tendem a se afastar entre si, criando tensões de tração nas “barras” entre as estacas, os denominados tirantes, em azul na Figura 51 (LONGO, 2018). Estas forças de tração atuantes nos tirante são resistidas pela armadura (barras de aço) principal do bloco de coroamento.

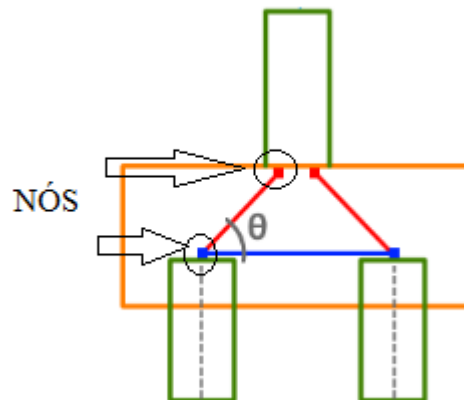
Figura 51- Modelo biela-tirante para bloco de fundação.



Fonte: Adaptado a partir de AltoQi (2018).

De Oliveira (2009) disserta que “os modelos de bielas e tirantes são representações discretas dos campos de tensão nos elementos estruturais de concreto armado”. As bielas são idealizações dos campos de tensão de compressão no concreto e os tirantes, campos de tensão de tração que podem ser absorvidos por uma ou mais camadas de armadura. Por fim, o modelo idealizado pode ser representado por uma estrutura de barras, no qual concentra todas as tensões em barras comprimidas (bielas) e tracionadas (tirantes), ligando-as por meio de nós (Figura 52).

Figura 52- Modelo idealizado biela-tirante ligado por nós.



Fonte: Adaptado a partir de AltoQi (2018).

Segundo Bastos (2017), o método das Bielas é recomendado quando:

- O carregamento é quase centrado, comum em edifícios. O método pode ser empregado para carregamento não centrado, admitindo-se que todas as estacas estão com a maior carga, o que tende a tornar o dimensionamento antieconômico. Isso ocorre porque nos casos de carregamentos excêntricos ou quando um momento fletor atua, uma área da base do bloco fica carregada sob uma maior tensão do que a outra, fazendo com que a(s) estaca(s) dessa área do bloco estejam suportando uma carga maior do que as demais estacas. Para o cálculo pelo método das Bielas descobre-se qual é a estaca mais sobrecarregada e dimensiona o bloco do coroamento como se todas as estacas estejam sob essa carga, o que, na realidade, estará superestimando o dimensionamento e poderá torná-lo antieconômico;
- Todas as estacas devem estar igualmente espaçadas do centro do pilar.

Bastos (2017) ainda explica que este é o método simplificado mais empregado, porque é um modelo com amplo suporte experimental, somente Blévoat possui 116 (cento e dezesseis) ensaios, é um método com ampla tradição no Brasil e também no continente europeu, além do que, falando-se em análise de esforços e dimensionamento, o modelo de treliça é bastante intuitivo.

Blévoat (1957) publicou resultados de um estudo preliminar sobre ensaios de blocos de concreto armado sobre 3 e 4 estacas com diferentes configurações de armadura interna, cujo objetivo era definir experimentalmente a validade do método das Bielas. Mais tarde, em

1967, Blévyot e Frémy publicaram resultados finais sobre sua pesquisa, que tratou também de ensaios sobre bloco de duas estacas com diferentes configurações de armadura interna. Os autores fizeram inúmeros ensaios que acabaram validando o estudo empírico do dimensionamento de blocos de coroamento pelo Método das Bielas.

2.3.3 Tipos de armaduras

A NBR 6118:2014 ainda ressalta que em blocos de fundação de grandes volumes, é conveniente a análise da necessidade de armaduras complementares.

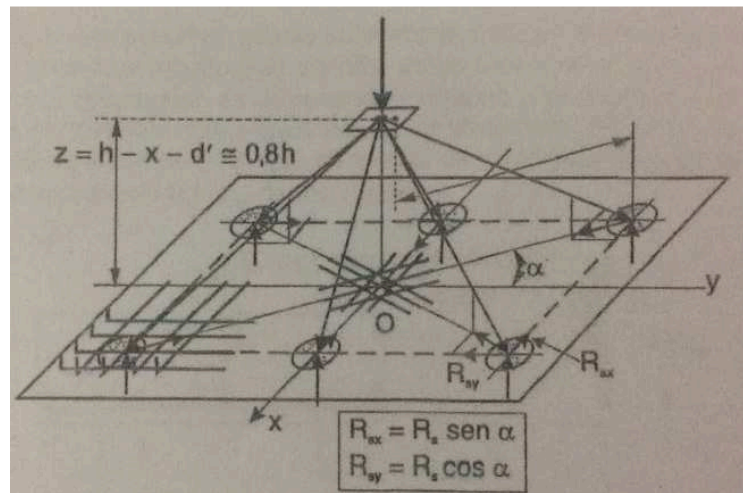
2.3.3.1 Armadura principal (ou de flexão)

A armadura de flexão é calculada para resistir às tensões de tração que atuam no tirante da treliça idealizada no interior do bloco. Segundo a NBR 6118:2014, esta armadura deve ser disposta essencialmente (mais de 85%) nas faixas definidas pelas estacas, considerando o equilíbrio com as respectivas bielas. Ou seja, essa armadura deve obrigatoriamente passar por cima da(s) estaca(s), em no mínimo 0,85 da área calculada. Além do que, como dito por De Oliveira (2009), a sugestão dada por vários autores é que essas armaduras sejam concentradas sobre as estacas e não distribuídas de modo uniforme pela largura do bloco.

Uma etapa importante na definição dessa armadura, além do cálculo da área em si, é a disposição que ela será detalhada no bloco. Normalmente essa escolha é definida pelo projetista, porém dependendo do arranjo escolhido esse profissional deverá saber nas implicações que sua escolha terá e, se necessário, utilizar de outras armaduras complementares.

Fusco (2013) diz que as armaduras de tração situadas no fundo do bloco (armadura principal) podem ser distribuídas em planta segundo dois critérios, ambos ilustrados na Figura 53, sendo o primeiro na direção das bielas e o segundo com a armadura disposta segundo os lados do bloco.

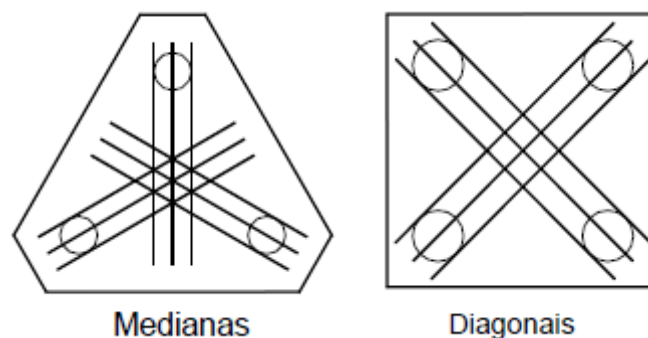
Figura 53-Critérios de arranjo de armaduras.



Fonte: Fusco (2013).

O autor ainda defende que o modelo mais espontâneo, à primeira vista, seria determinado pelo plano que contém as bielas (Figura 54), concentrando as armaduras principais. Porém esse tipo de arranjo pode apresentar alguns inconvenientes, como por exemplo, a superposição de feixes de barra no centro do bloco, o que resultaria numa diminuição da altura útil do bloco, a dificuldade de execução da concretagem na região dos cruzamentos múltiplos, além de propiciar maior número de fissuras nas faces laterais do elemento, provocadas pela falta de armadura distribuída nestas faces, problema no qual pode ser corrigido com detalhamento de armaduras complementares.

Figura 54- Armadura segundo o plano das bielas.

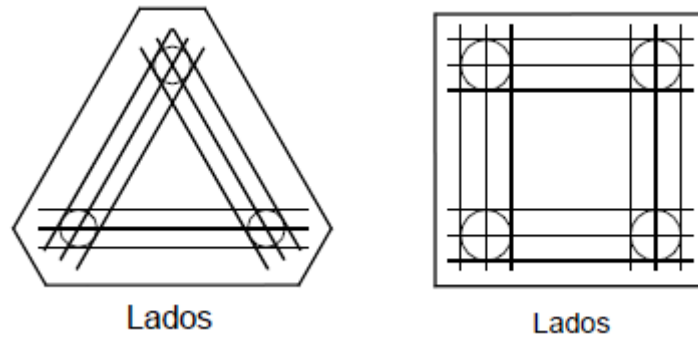


Fonte: Elaborado pelo autor.

Mesmo que a disposição da armadura no plano das bielas seja um arranjo mais espontâneo, o critério mais usual é empregar armaduras segundo os lados do bloco e, se possível, apenas tendo duas sobreposições dos feixes (Figura 55). Os blocos com distribuição

de barras segundo os lados apresentam menor número de fissuras e menor área de armadura (DE OLIVEIRA, 2009).

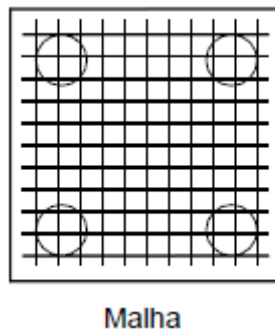
Figura 55- Armadura segundo o lado do bloco.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Além dos modelos apresentados para a disposição da armadura principal, indicado por um grande número de autores, dentro deles Fusco (2013), tem-se ainda a distribuição dessa armadura em malha (Figura 56).

Figura 56- Disposição da armadura principal em malha.



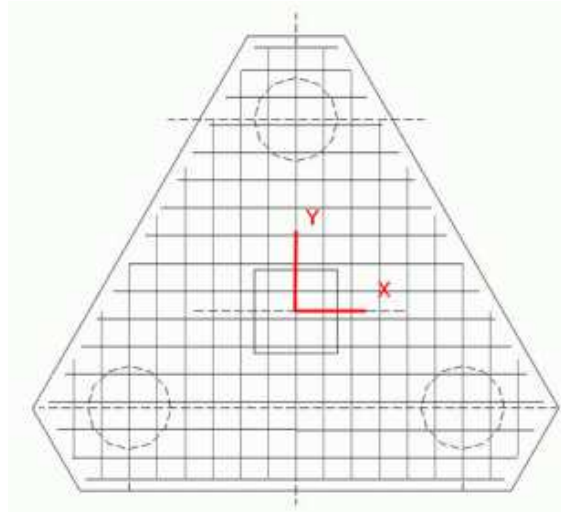
Fonte: Elaborado pelo autor.

Segundo o professor Gerson Alva (2007)

Para as armaduras dispostas em malha, o cálculo é feito analisando-se apenas uma direção, resultando no mesmo procedimento utilizado para o cálculo de blocos sobre duas estacas. Entretanto, comprovações experimentais indicam que a eficiência do arranjo em malha é cerca de 80% da eficiência dos outros arranjos. Por esse motivo, deve-se majorar a área de armadura introduzindo o coeficiente de eficiência $\eta = 0,8$. Em outras palavras, deve-se majorar as armaduras calculadas em $1/0,8 = 1,25$.

De Oliveira (2009) também aborda a disposição em malha da armadura principal, na qual explica que tal arranjo apresenta menor eficiência, segundo os ensaios de Blévo (1967). A autora continua, com uma observação importante no âmbito da execução que é as diferentes dimensões de comprimento das barras que a armadura terá nessa disposição em malha, o que pode ser um trabalho antieconômico, além de dificultar a execução (Figura 57).

Figura 57- Barras com diferentes comprimentos na disposição em malha.

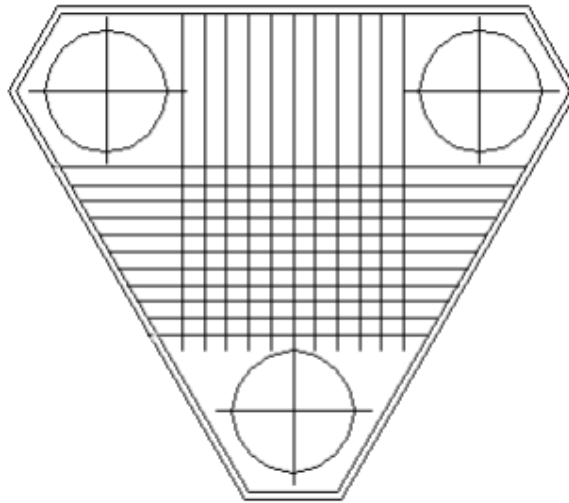


Fonte: De Oliveira (2009).

2.3.3.2 Armadura de distribuição

“Para controlar a fissuração, deve ser prevista armadura positiva adicional, independente da armadura principal de flexão, em malha uniformemente distribuída em duas direções para 20% dos esforços totais.” (NBR 6118:2014), complementando a armadura principal. Sendo assim, a norma brasileira exige que, além da armadura de flexão, calculada e disposta conforme modelos vistos anteriormente, seja acrescentado uma malha, independente da armadura principal adotada, com área equivalente para resistir a 1/5 dos esforços totais. Portanto pode-se adotar como 1/5 da armadura de flexão calculada (Figura 58).

Figura 58- Armadura d distribuição.



Fonte: Elaborado pelo autor.

2.3.3.3 Armadura de suspensão

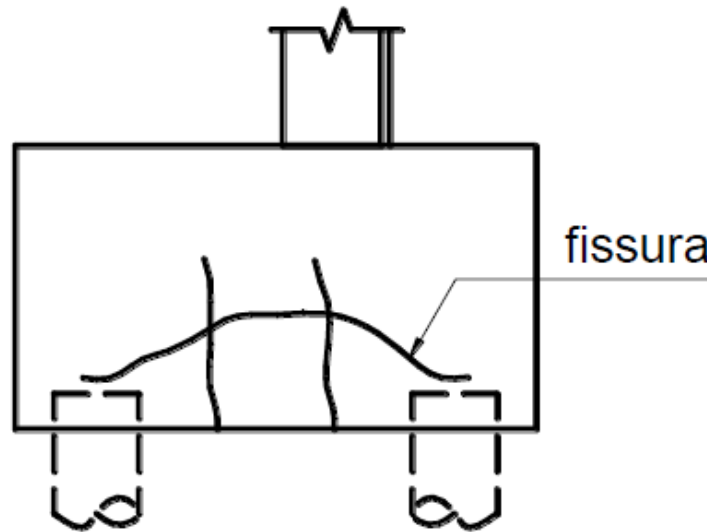
Segundo a NBR 6118:2014

Se for prevista amadura de distribuição para mais de 25% dos esforços totais ou se o espaçamento entre estacas for maior que 3 vezes o diâmetro da estaca, deve ser prevista armadura de suspensão para a parcela de carga a ser equilibrada.

A armadura de suspensão é formada por estribos verticais envolvendo as armaduras principais, em blocos de duas estacas. Enquanto para blocos com mais estacas, a armadura deve ser dimensionada para uma força total de aproximadamente $N_d / (1,5 \times n)$, onde $n \geq 3$ é o número de estacas e N_d é a força vertical, de cálculo, aplicada pelo pilar sobre o bloco (LEONHARDT E MÖNNIGN, 1979). Essa redução de 1,5 na força axial é indicada porque os esforços nas bielas de compressão vão, de preferência, diretamente para as estacas. Portanto, no trecho entre elas não há necessidade de considerar o esforço da biela de forma integral.

Segundo Bastos (2017), nos blocos de três ou mais estacas, essa armadura tem função de evitar a fissuração nas regiões entre as estacas (Figura 59), que ocorrem por formarem bielas comprimidas que transferem parte da carga do pilar para regiões inferiores dos blocos, entre as estacas. Com isso, surgem tensões de tração, as quais devem ser resistidas pela armadura de suspensão.

Figura 59- Possível fissuração que exige armadura de suspensão no bloco sobre três estacas.



Fonte: Bastos (2017).

2.3.3.4 Armadura lateral e superior

“Em blocos com duas ou mais estacas em uma única linha, é obrigatório a colocação de armadura laterais e superior” (NBR 6118:2014). Esse item normativo ainda complementa ressaltando que “para blocos de fundação de grandes volumes, é conveniente a análise da necessidade de armaduras complementares”, porém, como ressalta Bastos (2017) a norma não define o que pode ser considerado um bloco de grande volume, embora se entenda que estes são aqueles podem possuir problemas de fissuração devido à retração do concreto (calor de hidratação).

Lopes (2011) relata que em estruturas com grandes alturas e/ou cobrimento da armadura principal, deve-se evitar fissuras superficiais com o emprego de armadura de pele (lateral). Já Alonso (2010) recomenda o uso de armadura de pele nos casos em que a armadura principal possui diâmetro elevado, tendo como finalidade reduzir a fissuração. O autor ainda afirma que seu valor pode ser adotado como 1/8 da seção total da armadura principal, em cada face do bloco.

O valor para o cálculo da armadura de pele (lateral) e estribos verticais a serem adotados nesse trabalho para o bloco sobre duas estacas será o indicado por Alonso (2010), no qual o autor adota como:

$$A_{sp} = \frac{1}{8} \times A_{s,total} \quad \text{Eq. 2.88}$$

Onde

A_{sp} é a armadura de pele (ou lateral).

S é o espaçamento da armadura. Para armadura de pele $s \leq 20 \text{ cm}$, como indicado pela NBR 6118:2014, item 17.3.5.2.3, não sendo necessária uma armadura superior a $5 \text{ cm}^2/\text{m}$ por face.

Para Alonso (2010)

A respeito da armadura superior, quando o cálculo indica não haver necessidade da mesma, o assunto é bastante controvertido. Certos autores sugerem a colocação de uma armadura usando-se uma seção mínima que atenda às disposições construtivas, e outros dispensam a colocação desta armadura por entender que a mesma dificulta a confecção do bloco, trazendo mais desvantagens que vantagens para o mesmo.

Neste trabalho será seguido a recomendação de Bastos (2017).

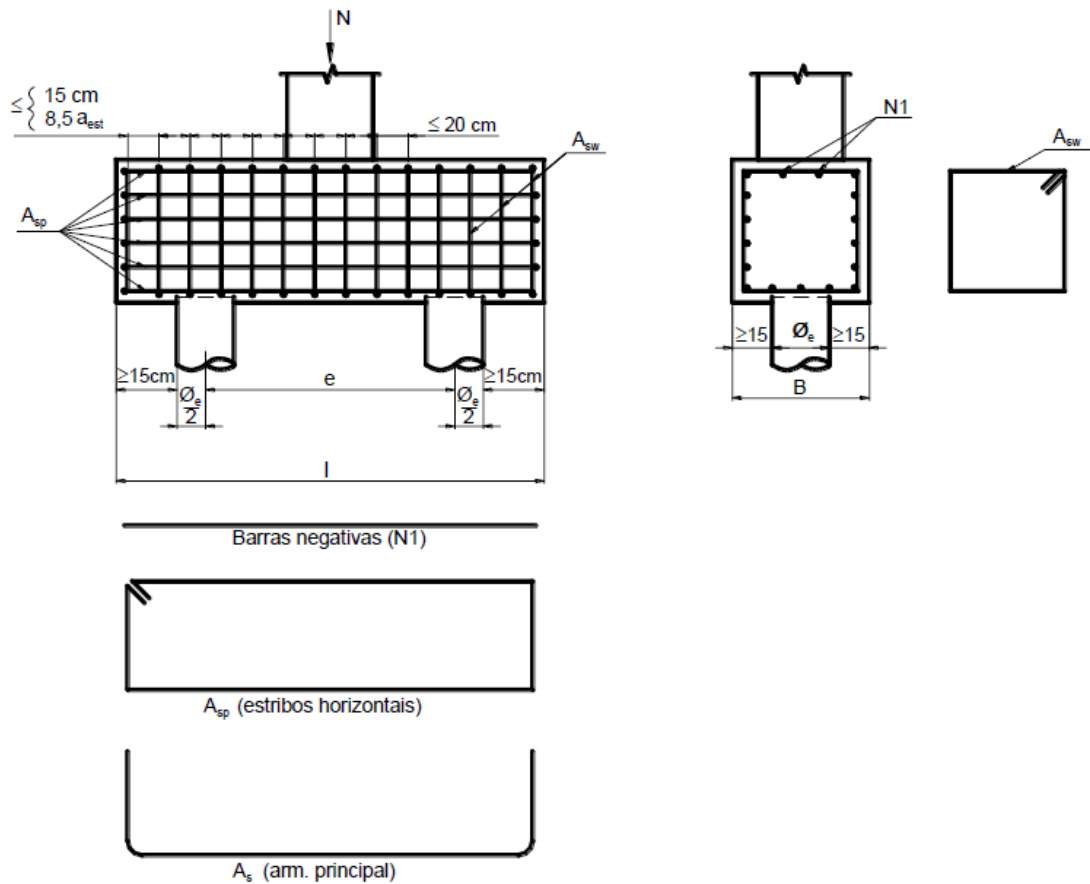
$$A_{s,sup} = 0,2 \times A_s \quad \text{Eq. 2.89}$$

Onde

$A_{s,sup}$ é a armadura superior e A_s é a armadura principal.

A Figura 60 mostra um detalhamento das armaduras citadas anteriormente para melhor compreensão. Foi demonstrado o detalhamento para um bloco de coroamento sobre duas estacas.

Figura 60- Detalhamento da armadura de um bloco sobre duas estacas.

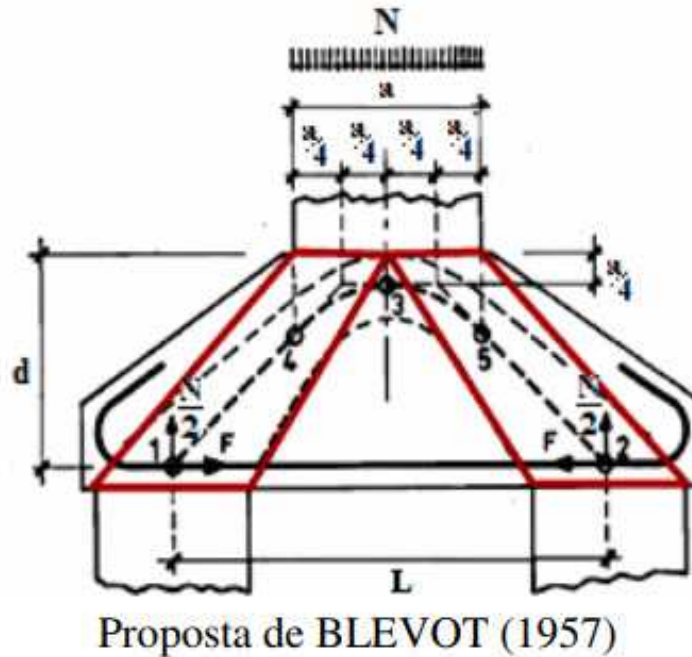


Fonte: Bastos (2017).

2.3.4 Dimensionamento estrutural

Como visto no item 2.3.2, o modelo de cálculo utilizado no dimensionamento de blocos de coroamento, neste trabalho, será o método de bielas e tirantes proposto por Blévoit (1957), no qual as bielas de concreto partem do semi-eixo do pilar na região superior do bloco para cada região inferior do bloco. Sendo assim, o método proposto por Blévoit não considera os nós (Figura 61), como explicado nas limitações do trabalho.

Figura 61- Detalhes das bielas de concreto segundo Bléivot (1957).



Fonte: Adaptado a partir de Thomaz e Carneiro (2016)

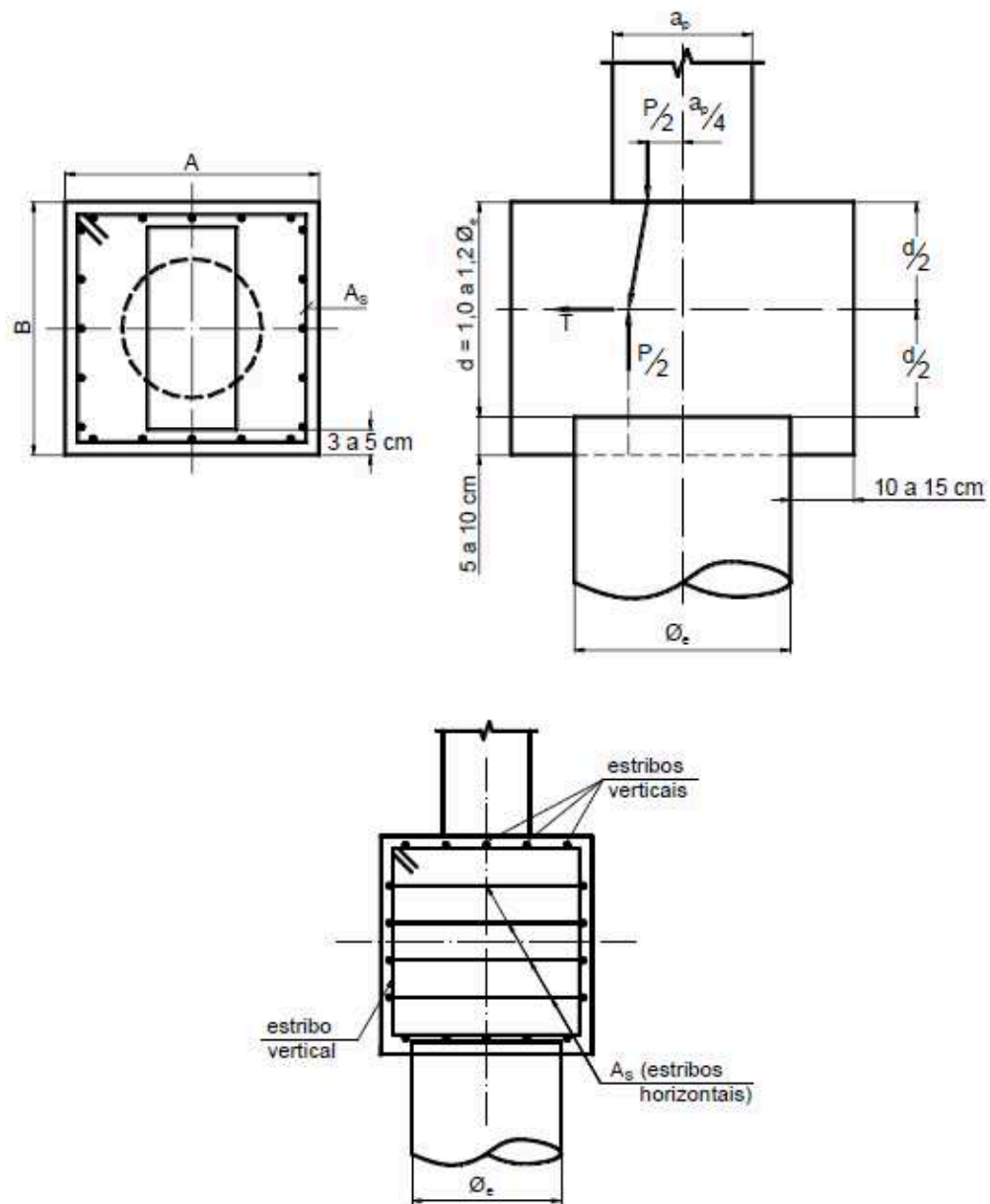
2.3.4.1 Bloco sobre uma estaca

Os blocos sobre uma única estaca funcionam como um elemento de ligação entre a estaca e o pilar, com dimensões adequadas para acomodar os dois elementos e, principalmente, garantir a transferência de cargas entre eles (SPERNAU, s.d.).

Segundo Bastos (2017), a utilização dos blocos sobre uma estaca se deve a uma necessidade construtiva, para locação correta do pilar, correção de pequenas excentricidades e uniformização da carga sobre a estaca.

Em relação à armadura de tração, são dotados estribos horizontais para esforço de fendilhamento e estribos verticais construtivos (Figura 62).

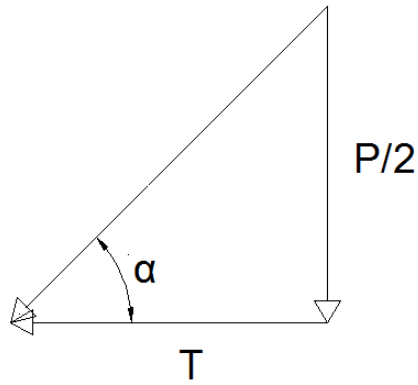
Figura 62- Bloco sobre uma estaca.



Fonte: Bastos (2017).

Para o cálculo da força de tração horizontal (T), será analisado o esquema de forças como mostrado abaixo (Figura 63).

Figura 63- Esquema de forças no bloco sobre uma estaca.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Assim tem-se que, pela Figura 63:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{P/2}{T} \quad \text{Eq. 2.90}$$

E pela Figura 62:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{\frac{d/2}{\frac{\phi_e}{4} - \frac{a_p}{4}}}{\quad} \quad \text{Eq. 2.91}$$

Substituindo a Eq. 2.90 na Eq. 2.91, e isolando a força de tração (T):

$$T = \frac{1}{4} \times P \times \frac{\phi_e - a_p}{d} \quad \text{Eq. 2.92}$$

Será adotado, por simplificação, o valor de cálculo para T_d :

$$T_d = \frac{1}{4} \times P_d \quad \text{Eq. 2.93}$$

E, portanto, a armadura, na forma de estribos horizontais e verticais, para que seja resistida à força T será:

$$A_s = \frac{T_d}{f_{yd}} \quad \text{Eq. 2.94}$$

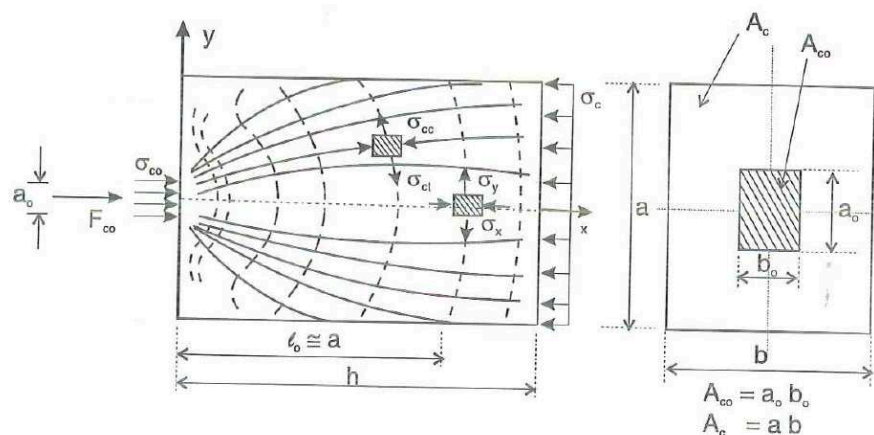
Por simplicidade, conforme recomendado por Bastos (2017), será adotado para os estribos construtivos verticais, nas duas direções do bloco, áreas iguais à armadura principal A_s (estribos horizontais).

“Para edifícios [...] onde a carga sobre o bloco” é alta, “a dimensão A pode ser tomada como: $A = \phi_e + 2 \times 10 \text{ cm}$, ou 15 cm ao invés de 10 cm” (Figura 62). “Para construções [...] de cargas baixas sobre o bloco: $A = \phi_e + 2 \times 5 \text{ cm}$ ” (BASTOS, 2017). Spernau (s.d.) recomenda que a estaca deva manter um afastamento das faces de bordo do bloco de no mínimo 10 cm.

Bastos (2017) ainda determina que a altura d do bloco pode ser estimada entre ϕ_e e $1,2\phi_e$, como indicado na Figura 62, ou ter altura mínima para ancorar a armadura de arranque do pilar (SPERNAU, s.d.).

Observa-se pela Figura 62 que a força de tração a ser resistida pela armadura dimensionada é tomada na metade no bloco, a uma altura $d/2$. Essa consideração é explicada por Leonhardt e Mönning (1978) através do desenvolvimento das trajetórias das tensões principais. A distribuição de tensões não é uniforme ao longo de certo trecho de comprimento l_0 . As trajetórias de compressão longitudinal se tornam paralelas após esse trecho da introdução da carga $l_0 \cong a$, e começam a surgir tensões transversais de tração. Segundo Fusco (2013) esse comprimento l_0 é chamado de “comprimento de perturbação” ou de “regularização” (Figura 64).

Figura 64- Bloco de concreto sob carga concentrada.



Fonte: Fusco (2013).

Pelo fato da força ser aplicada numa área menor (área do pilar), o bloco fica sujeito a estados múltiplos de tensão. Ao longo do eixo do bloco sempre terá tensão de compressão,

enquanto nas duas direções transversais, a tensão será de compressão apenas nas imediações da face de carregamento, sendo de tração no restante do comprimento de perturbação.

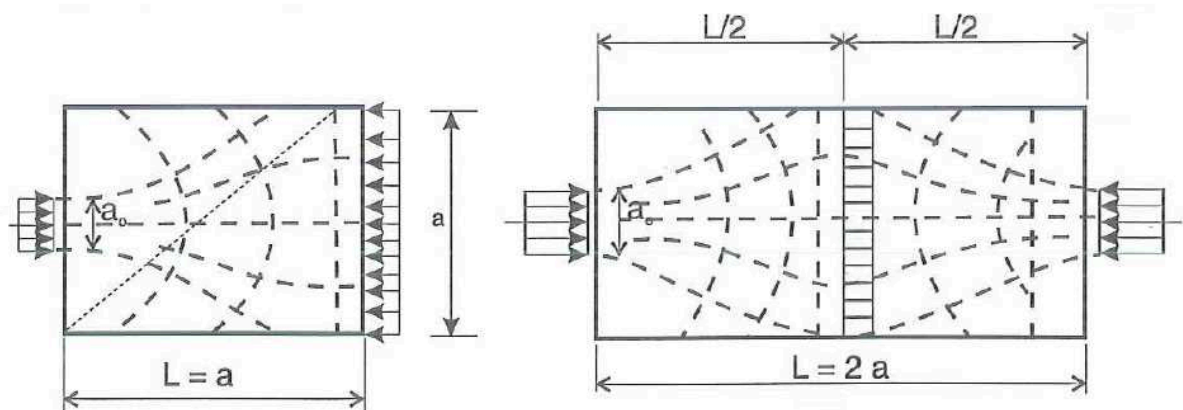
Nessas peças sujeitas a tensão de tração, deve-se colocar armadura transversais, convenientemente disposta, para que o bloco seja capaz de resistir à tração e seja impedido o fendilhamento do mesmo.

Em um bloco prismático no qual em uma das faces é aplicada uma força concentrada (pilar), Fusco explica que:

Admite-se que o bloco seja suficientemente longo para que na face oposta as tensões sejam uniformemente distribuídas ao longo de toda área desta outra seção. Quando nesta outra face a carga também for aplicado de modo concentrado, admite-se que o bloco seja suficientemente longo para que a uniformização das tensões ocorra pelo menos na seção a meio comprimento do bloco.

Em outras palavras, em um bloco de coroamento para uma estaca em que na face superior há uma carga concentrada (pilar) e na face inferior há outra carga concentrada (estaca), a altura do bloco deve ser na ordem de grandeza da maior dimensão e o bloco deverá ser suficientemente longo para que a uniformização das tensões ocorra na seção a meio comprimento do bloco, no caso, a $d/2$ como na Figura 62. Fusco (2013) demonstra a zona de regularização das tensões na Figura 65.

Figura 65- Zonas de regularização de tensões dos blocos submetidos a forças concentradas.



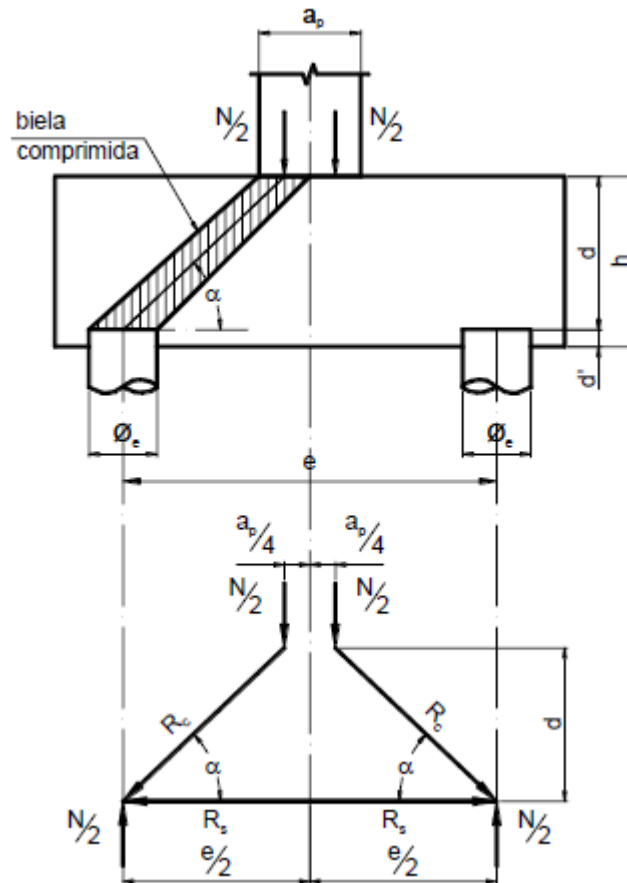
Fonte: Fusco (2013).

2.3.4.2 Bloco sobre duas estacas

Para os blocos de coroamento sobre duas estacas já é possível visualizar a treliça idealizada do modelo de bielas e tirantes (modelo proposto por Blévoit, sem a presença dos

nós) que, nesse caso, pode ser analisada como uma treliça plana. Na Figura 66 é demonstrada a biela de concreto comprimido, assim como o esquema de forças atuantes no bloco sobre duas estacas.

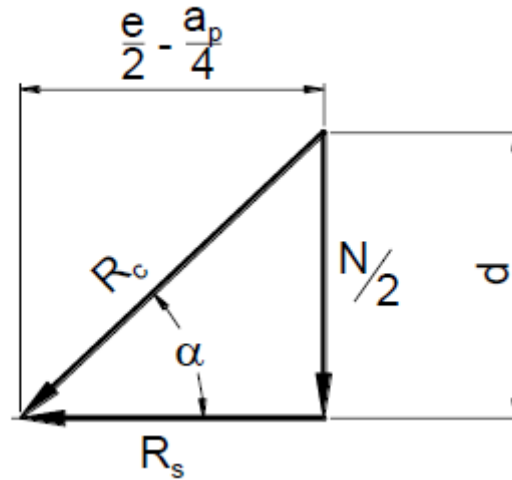
Figura 66- Esquema de forças no bloco sobre duas estacas.



Fonte: Bastos (2017).

Analisando o polígono de forças atuantes no bloco (Figura 67), obtêm-se as seguintes equações:

Figura 67- Polígono de forças no bloco sobre duas estacas.



Fonte: Bastos (2017).

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{N/2}{R_s} \quad \text{Eq. 2.95}$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{d}{\frac{e}{2} - \frac{a_p}{4}} \quad \text{Eq. 2.96}$$

$$\operatorname{sen} \alpha = \frac{N/2}{R_c} \quad \text{Eq. 2.97}$$

Onde

d é a altura útil do bloco que deve ser considerada a distância entre o centro de massa da armadura do tirante e o topo do bloco de concreto armado.

Igualando as Eq. 2.95 e Eq. 2.96, fazendo um arranjo matemático para isolar a incógnita R_s (força de tração na armadura principal A_s), tem-se:

$$R_s = \frac{N}{8} \times \frac{(2 \times e - a_p)}{d} \quad \text{Eq. 2.98}$$

De maneira análoga, ao isolar R_c (força de compressão na biela de concreto) na Eq. 2.97, tem-se:

$$R_c = \frac{N}{2 \times \operatorname{sen} \alpha} \quad \text{Eq. 2.99}$$

I. Altura útil (d)

A altura do bloco é definida em função do ângulo α (alfa) que é o ângulo considerado entre a biela de concreto comprida e a armadura de tração (ou o tirante) colocada longitudinalmente. Este ângulo é limitado para que o bloco de coroamento de concreto armado não apresente risco de ruptura por punção.

A NBR 6118:2014, no item 22.3.1 alega que “[...] a biela deve ter inclinação cuja tangente esteja entre 0,57 e 2 em relação ao eixo da armadura longitudinal”, ou seja, ângulo entre $29,68^\circ$ e 63° . Bastos (2017) limita o ângulo entre valores de 40° à 55° . Já outros autores como Carvalho e Pinheiro (2009) e Machado (1985), limitam o ângulo entre os valores de 45° e 55° . Neste trabalho, será adotado o ângulo alfa entre valores de 45° à 55° , como recomendado por Carvalho e Pinheiro (2009), além de ser um intervalo dentro do aceito pela maioria dos autores. Portanto, $45^\circ \leq \alpha \leq 55^\circ$.

Adotando o intervalo acima citado e substituindo o valor de alfa na Eq. 2.96, tem-se:

$$\frac{1}{2} \times \left(e - \frac{a_p}{2} \right) \leq d \leq 0,714 \times \left(e - \frac{a_p}{2} \right) \quad \text{Eq. 2.100}$$

Além disso, “O bloco deve ter altura suficiente para permitir a ancoragem da armadura de arranque dos pilares. Nessa ancoragem pode-ser considerar o efeito favorável da compressão transversal às barras decorrente da flexão do bloco” (NBR 6118:2014). Sendo assim, a altura d deve ser maior do que o comprimento de ancoragem básico l_b , definido pela NBR 6118:2014 como:

$$d > l_{b,\emptyset,pil} \quad \text{Eq. 2.101}$$

Onde

$l_{b,\emptyset,pil}$ é o comprimento de ancoragem da armadura do pilar, definido nos itens 9.4.2.4 e 9.4.2.5 da NBR 6118:2014.

Determinando a altura útil do bloco, pode-se definir a altura h do bloco como sendo a soma de d e d' , onde d é a altura útil e d' é o cobrimento da armadura principal acima da cabeça da estaca. Para o cobrimento, segundo a tabela 7.2 da NBR 6118:2014, pode-se adotar valores entre 3 a 5 cm. Será adotado o recomendado por Bastos (2017). O autor ainda cita que d' tem que ser comparado com o diâmetro da estaca. Sendo assim:

$$d' \geq \{a_{est}^{5cm}/5 \quad Eq. 2.102$$

Onde

a_{est} é o lado de uma estaca de seção quadrada, com mesma área da estaca de seção circular, ou seja,

$$a_{est} = \frac{\sqrt{\pi}}{2} \times \phi_e.$$

E, por fim, $h = d + d'$.

II. Verificação das bielas comprimidas de concreto

Essa verificação deve ser feita com o intuito de evitar o esmagamento do concreto nas bielas comprimidas. Para que essa verificação seja feita, as tensões atuantes devem ser menores que as tensões resistentes (máximas ou últimas).

Segundo Bastos (2017), de ensaios realizados com modelos reduzidos e blocos de tamanhos normais, observou-se que a tensão resistente de compressão no concreto foi cerca de 40% superior à esperada. Sendo assim, Blévyot considerou a tensão limite como:

$$\sigma_{cd,b,lim,pil} = \sigma_{cd,b,lim,est} = 1,4 \times K_R \times f_{cd} \quad Eq. 2.103$$

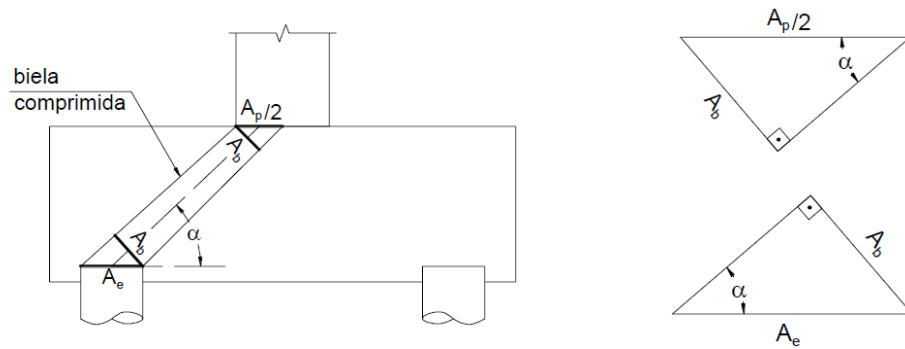
Onde:

$\sigma_{cd,b,lim}$, é a tensão de compressão de cálculo limite na biela comprimida junto ao pilar e junto à estaca.

K_R é um coeficiente que leva em consideração a perda de resistência do concreto ao longo do tempo devido às cargas permanentes, o chamado, Efeito Rüsç. Seu valor será adotado entre 0,9 e 0,95, conforme indicado por Bastos (2017). A favor da segurança, poderá ser adotado 0,9.

Para o cálculo da tensão atuante na biela de compressão, é necessário fazer a verificação da mesma na seção junto ao pilar e junto às estacas, pois a seção (ou área) da biela varia ao longo da altura do bloco (Figura 68).

Figura 68- Área da biela de concreto comprimido.



Fonte: Bastos (2017).

Próximo ao pilar:

$$\operatorname{sen} \alpha = \frac{A_b}{A_p/2} \rightarrow A_b = \frac{A_p}{2} \times \operatorname{sen} \alpha \quad \text{Eq. 2.104}$$

Próximo à estaca:

$$\operatorname{sen} \alpha = \frac{A_b}{A_e} \rightarrow A_b = A_e \times \operatorname{sen} \alpha \quad \text{Eq. 2.105}$$

Onde

A_b é a área da biela comprimida de concreto.

A_p é a área do pilar.

A_e é a área da estaca.

Partindo-se do princípio de que a tensão atuante em uma estrutura é a razão entre a força e a área ($\sigma = F/A$), e utilizando o esquema de força demonstrado na Eq. 2.104 e Eq. 2.105, tem-se que a tensão atuante na biela de concreto comprimido é:

Próximo ao pilar:

$$\sigma_{cd,b,pil} = \frac{N_d}{A_p \times \operatorname{sen}^2 \alpha} \quad \text{Eq. 2.106}$$

Próximo à estaca:

$$\sigma_{cd,b,est} = \frac{N_d}{2 \times A_e \times \operatorname{sen}^2 \alpha} \quad \text{Eq. 2.107}$$

III. Cálculo da armadura principal (tração)

“Como Blévtot verificou que, nos ensaios, a força medida na armadura principal foi 15% superior à esperada, considera-se” (BASTOS, 2017) que a força de tração R_s seja acrescida de 15%. Portanto da Eq. 2.98, pode-se escrever R_s como:

$$R_s = 1,15 \times \frac{N}{8} \times \frac{(2 \times e - a_p)}{d} \quad \text{Eq. 2.108}$$

E, como dito no item 22.3.3 da NBR 6118:2014, a área da armadura de tração é dada por $A_s = F_{sd} / f_{yd}$, ou seja:

$$A_s = 1,15 \times \frac{N_d}{8} \times \frac{(2 \times e - a_p)}{d \times f_{yd}} \quad \text{Eq. 2.109}$$

2.3.4.3 Bloco sobre três estacas

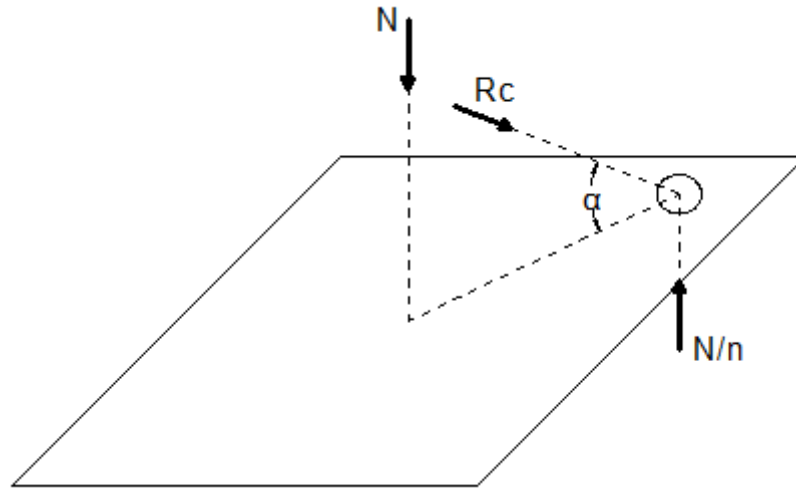
Os blocos rígidos sobre mais de duas estacas podem ser calculados utilizando a mesma teoria válida para os blocos sobre duas estacas (CARVALHO; PINHEIRO, 2009). Serão tratados os blocos como regulares, ou seja, distribuem a força axial atuante no pilar com a mesma intensidade, de forma regular, exceto quando existir momentos aplicados nos pilares.

O pilar sobre o bloco será suposto de seção quadrada com o centro geométrico coincidindo sobre o centro geométrico do bloco. Para pilares com seções retangulares, a_p e b_p , pode-se adotar o pilar de seção quadrada equivalente, ou seja, $a_{p,eq} = \sqrt{a_p \times b_p}$.

Existem algumas maneiras de analisar o esquema de forças num bloco sobre mais de duas estacas, como por exemplo, pela mediana ou pelo lado do bloco. Para análise do esquema de forças, se utilizará inicialmente segundo as medianas do bloco de coroamento e posteriormente serão utilizadas as relações trigonométricas para que se encontre a força de tração na direção paralela aos lados do bloco.

Antes de demonstrar o esquema de forças para o bloco de três estacas, será mostrado um esquema de forças genérico para bloco sobre mais de duas estacas, para o qual poderá ser calculada a força atuante na biela de concreto R_c para um número n de estaca (Figura 69).

Figura 69- Força atuante na biela de concreto.



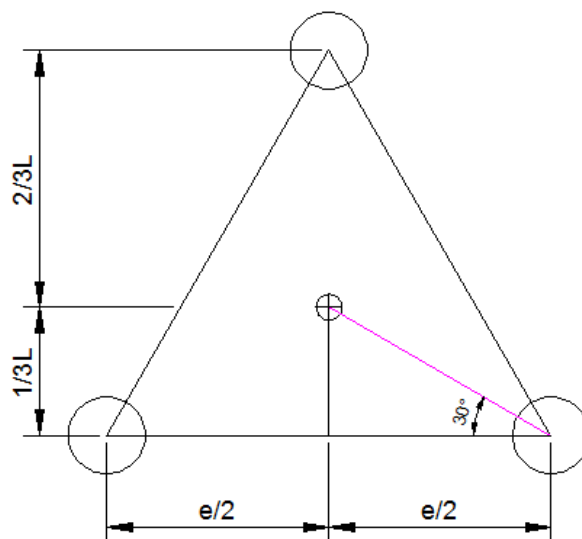
Fonte: Elaborado pelo autor.

Pela Figura 69, o cálculo de R_c pode ser escrito em função do ângulo alfa, da força axial N e do número de estacas n . Sendo assim, tem-se:

$$R_c = \frac{N}{n \times \sin \alpha} \quad \text{Eq. 2.110}$$

Para poder entender melhor o esquema de forças do bloco sobre três estacas, é preciso encontrar a distância no plano entre o eixo do pilar e o eixo da estaca. Neste caso é considerado que os centros das três estacas formam um triângulo equilátero (por ser um bloco regular) e o centro geométrico do pilar coincide com o do bloco (Figura 70).

Figura 70- Análise plana do bloco sobre três estacas.

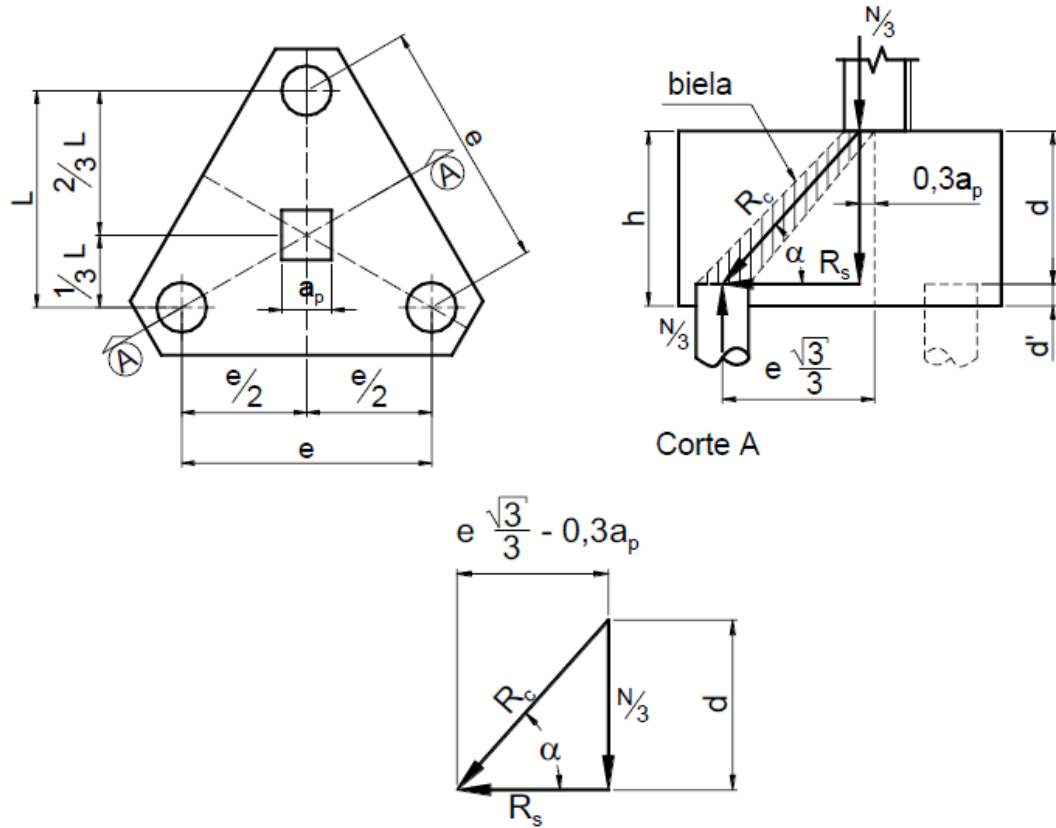


Fonte: Elaborado pelo autor.

Por geometria, consegue-se deduzir que a distância é $e \times \sqrt{3}/3$.

O esquema de forças para o bloco sobre três estacas, analisado segundo a mediana, é mostrado na Figura 71.

Figura 71- Esquema de forças sobre bloco de três estacas.



Fonte: Bastos (2017).

Nota-se que a distância do eixo do pilar ao ponto de atuação da força axial $N/3$ é $0,3a_p$. Essa medida é obtida supondo que a carga axial atua no ponto médio da distância do eixo do pilar até a face do mesmo, na direção determinada pelos eixos do pilar e da estaca.

Do polígono da Figura 71, obtêm-se as seguintes equações:

$$Tg \alpha = \frac{N/3}{R_s} \equiv \frac{d}{e \times \frac{\sqrt{3}}{3} - 0,3 \times a_p} \quad Eq. 2.111$$

$$R_s = \frac{N}{9} \times \frac{(e \times \sqrt{3} - 0,9 \times a_p)}{d} \quad Eq. 2.112$$

E para o esforço atuante de compressão nas bielas, da Eq. 2.110, tem-se:

$$R_c = \frac{N}{3 \times \sin \alpha} \quad Eq. 2.113$$

I. Altura útil (d)

Aplicando a mesma lógica para o bloco sobre duas estacas, com o ângulo alfa variando entre 45° e 55° e utilizando a Eq. 2.100, tem-se que:

$$0,58 \times \left(e - \frac{a_p}{2}\right) \leq d \leq 0,825 \times \left(e - \frac{a_p}{2}\right) \quad \text{Eq. 2.114}$$

A altura do bloco é $h = d + d'$, com $d' \geq \{ \frac{5 \text{ cm}}{a_{est}/5} \}$.

II. Verificação das bielas comprimidas de concreto

Blévyot considerou a tensão limite como:

$$\sigma_{cd,b,lim,pil} = \sigma_{cd,b,lim,est} = 1,75 \times K_R \times f_{cd} \quad \text{Eq. 2.115}$$

Com $0,9 \leq K_R \leq 0,95$.

De forma análoga ao bloco sobre duas estacas, é feito a análise da biela comprimida de concreto próximo ao pilar e próxima à estaca, pois a seção da biela varia. Baseado na Figura 71 tem-se que:

Próximo ao pilar:

$$\text{sen } \alpha = \frac{A_b}{A_p/3} \rightarrow A_b = \frac{A_p}{3} \times \text{sen } \alpha \quad \text{Eq. 2.116}$$

Próximo à estaca:

$$\text{sen } \alpha = \frac{A_b}{A_e} \rightarrow A_b = A_e \times \text{sen } \alpha \quad \text{Eq. 2.117}$$

Partindo-se do princípio de que a tensão atuante em uma estrutura é a razão entre a força e a área ($\sigma = F/A$), e utilizando o esquema de força demonstrado na Eq. 2.116 e Eq. 2.117, tem-se que a tensão atuante na biela de concreto comprimido é:

Próximo ao pilar:

$$\sigma_{cd,b,pil} = \frac{N_d}{A_p \times \sin^2 \alpha} \quad \text{Eq. 2.118}$$

Próximo à estaca:

$$\sigma_{cd,b,est} = \frac{N_d}{3 \times A_e \times \sin^2 \alpha} \quad \text{Eq. 2.119}$$

III. Cálculo da armadura principal (tração)

Diferente do bloco sobre duas estacas, o bloco sobre três estacas pode ser armado de diferentes maneiras, sendo as mais comuns disposições da armadura principal segundo a mediana, nesse caso se faz necessário o uso de uma cinta, e segundo os lados do bloco, nesse caso normalmente é utilizado junto uma armadura em malha (armadura de distribuição). Este último é o caso mais comum no Brasil (BASTOS, 2017).

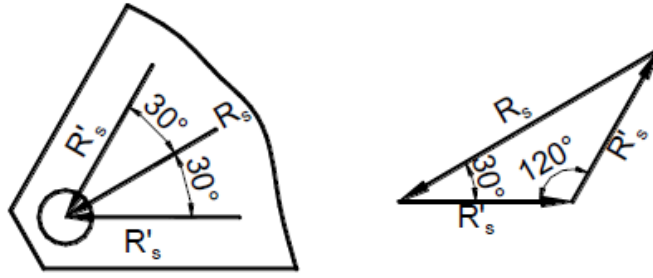
Como dito no 2.3.3, a armadura de flexão é calculada de modo que seja disposta essencialmente nas faixas definidas pelas estacas. E, seguindo a sugestão de vários autores, será apresentado o dimensionamento da armadura distribuída sobre as estacas, ou seja, armadura paralela aos lados do bloco.

Armadura paralela aos lados do bloco

Como dito anteriormente, segundo Bastos (2017), essa é a configuração mais utilizada no Brasil.

A Eq. 2.112 obtida para determinar a força de tração atuante no tirante foi considerada que força R_s estivesse na direção da mediana do bloco. Desse modo, é preciso fazer uma decomposição da força para obter o valor da força de tração que atua na direção paralela aos lados do bloco de coroamento. Considerando o esquema da Figura 72 das forças R_s e R_s' , força de tração segundo à mediana e aos lados do bloco respectivamente, e pela lei dos senos, tem-se:

Figura 72- Decomposição da força de tração R_s .



Fonte: Bastos (2017).

$$\frac{R_s}{\sin 120^\circ} = \frac{R'_s}{\sin 30^\circ} \quad \text{Eq. 2.120}$$

$$R'_s = R_s \times \frac{\sqrt{3}}{3} \quad \text{Eq. 2.121}$$

E, para cada lado do bloco, a armadura de tração é dada por:

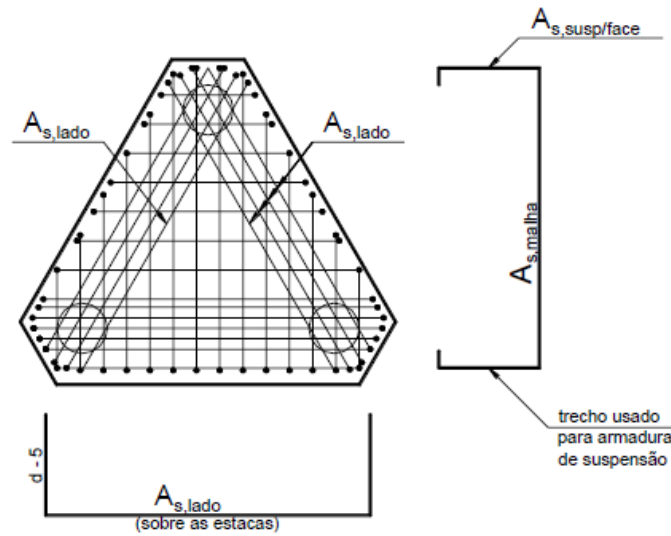
$$A_{s,lado} = \frac{\sqrt{3}}{3} \times \frac{N_d}{9} \times \frac{(e \times \sqrt{3} - 0,9 \times a_p)}{d \times f_{yd}} \quad \text{Eq. 2.122}$$

Já a armadura de distribuição (ou de malha) é calculada, segundo a NBR 6118:2014, “[...] para 20% dos esforços totais”, independente da armadura principal. Como a armadura de tração calculada serve para suportar todo o esforço total, analogamente, podemos considerar que a malha poderá ter área equivalente à 1/5 da armadura principal.

$$A_{s,malha} = \frac{1}{5} \times A_{s,total} \quad \text{Eq. 2.123}$$

O detalhamento do bloco sobre três estacas dimensionado com armadura principal paralela aos lados do bloco será ilustrado na Figura 73.

Figura 73- Bloco sobre três estacas. Armadura principal segundo os lados.

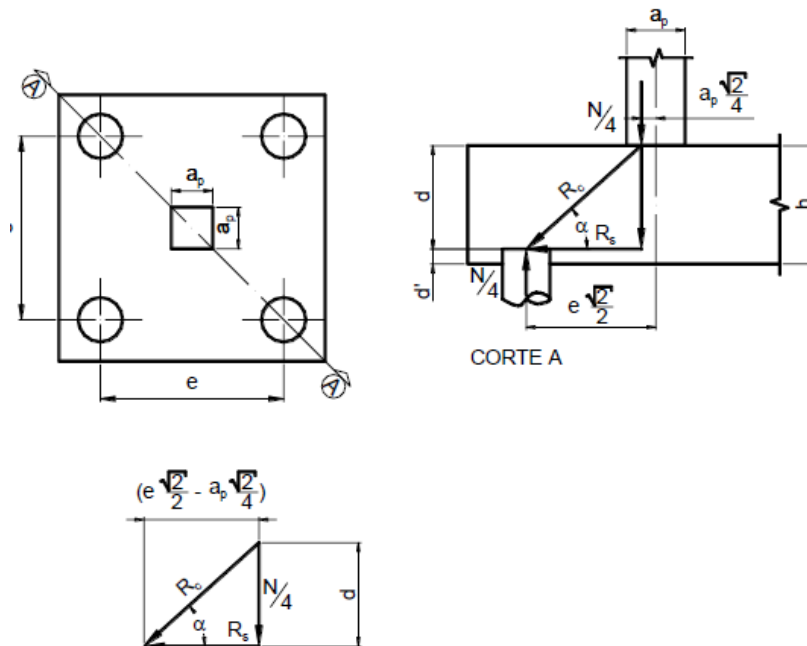


Fonte: Bastos (2017).

2.3.4.4 Bloco sobre quatro estacas

Para o bloco de coroamento sobre quatro estacas, o esquema de forças é demonstrado na Figura 74.

Figura 74- Esquema de forças no bloco sobre quatro estacas.



Fonte: Bastos (2017).

Do polígono da Figura 74, obtêm-se as seguintes equações:

$$Tg \alpha = \frac{N/4}{R_s} \equiv \frac{d}{e \times \frac{\sqrt{2}}{2} - a_p \times \frac{\sqrt{2}}{4}} \quad Eq. 2.124$$

$$R_s = \frac{N \times \sqrt{2}}{16} \times \frac{(2 \times e - a_p)}{d} \quad Eq. 2.125$$

E para o esforço atuante de compressão nas bielas, da Eq. 2.110, tem-se:

$$R_c = \frac{N}{4 \times \text{sen } \alpha} \quad Eq. 2.126$$

I. Altura útil (d)

Aplicando a mesma lógica dos blocos anteriores, com o ângulo alfa variando entre 45° e 55° e utilizando a Eq. 2.100, tem-se que:

$$0,71 \times \left(e - \frac{a_p}{2}\right) \leq d \leq \left(e - \frac{a_p}{2}\right) \quad Eq. 2.127$$

A altura do bloco é $h = d + d'$, com $d' \geq \{a_{est}^5 / 5\}$.

II. Verificação das bielas comprimidas de concreto

Blévyot considerou a tensão limite como:

$$\sigma_{cd,b,lim,pil} = \sigma_{cd,b,lim,est} = 2,10 \times K_R \times f_{cd} \quad Eq. 2.128$$

Com $0,9 \leq K_R \leq 0,95$.

De forma análoga aos blocos anteriores, é feito a análise da biela comprimida de concreto próximo ao pilar e próxima à estaca, pois a seção da biela varia. Baseado na Figura 74 tem-se que:

Próximo ao pilar:

$$\text{sen } \alpha = \frac{A_b}{A_p/4} \rightarrow A_b = \frac{A_p}{4} \times \text{sen } \alpha \quad Eq. 2.129$$

Próximo à estaca:

$$\operatorname{sen} \alpha = \frac{A_b}{A_e} \rightarrow A_b = A_e \times \operatorname{sen} \alpha \quad \text{Eq. 2.130}$$

Partindo-se do princípio de que a tensão atuante em uma estrutura é a razão entre a força e a área ($\sigma = F_d/A$), e utilizando o esquema de força demonstrado na Eq. 2.129 e Eq.

2.130, tem-se que a tensão atuante na biela de concreto comprimido é:

Próximo ao pilar:

$$\sigma_{cd,b,pil} = \frac{N_d}{A_p \times \operatorname{sen}^2 \alpha} \quad \text{Eq. 2.131}$$

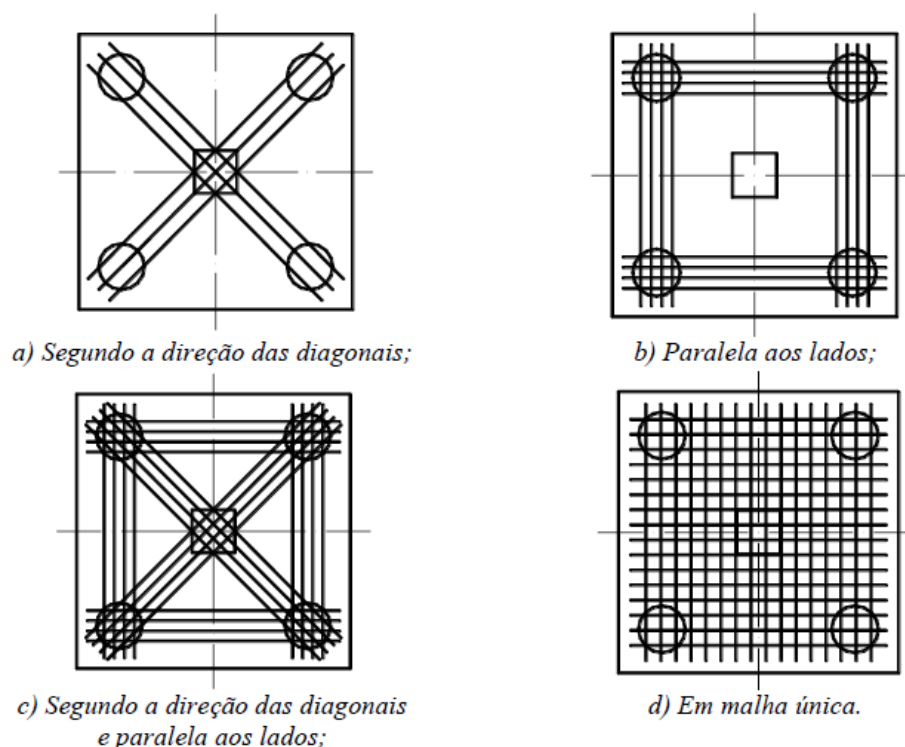
Próximo à estaca:

$$\sigma_{cd,b,est} = \frac{N_d}{4 \times A_e \times \operatorname{sen}^2 \alpha} \quad \text{Eq. 2.132nn}$$

III. Cálculo da armadura principal (tração)

Assim como no bloco sobre três estacas, existem algumas maneiras diferentes de detalhar a armadura de tração para o bloco sobre quatro estacas (Figura 75).

Figura 75- Possíveis detalhamentos da armadura principal no bloco sobre quatro estacas.



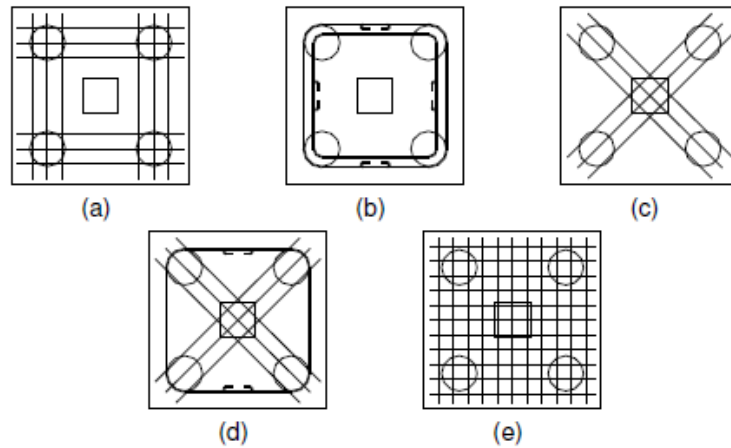
Fonte: Bastos (2017).

Segundo Bastos (2017)

O detalhamento mais usual na prática é o **b** da Figura 75, sendo um dos mais eficientes. O detalhamento **a** apresentou fissuras lateral excessivas já para cargas reduzidas. A armadura com malha (**d**) apresentou carga de ruptura inferior ao dos outros casos, com uma eficiência de 80%, e o melhor desempenho quanto à fissuração. Nos detalhamentos **a**, **b** e **c**, deve ser acrescentada uma armadura inferior em malha, a fim de evitar fissuras na parte inferior do bloco.

Blévyot e Frémy (1967) realizaram muitos ensaios em blocos sobre 2, 3 e 4 estacas com a finalidade de estudar a aplicabilidade da teoria das bielas e sua influência em diferentes arranjos de armadura. Para o bloco sobre 4 estacas foram ensaiados cinco tipos de arranjos de armadura (Figura 76): (a) armadura segundo os lados do bloco; (b) armadura em laço contornando as estacas; (c) armadura segundo as diagonais; (d) combinação entre armaduras segundo as diagonais e laços; (e) armadura em malha.

Figura 76- Modelos de blocos sobre quatro estacas ensaiados por Blévtot (1967).



Fonte: De Oliveira (2009).

As disposições de armaduras dos modelos (a), (b), (c) e (d) apresentados na Figura 76 mostraram-se igualmente eficientes. O modelo de armação em malha, (e), como dito por Bastos (2017), apresentou uma eficiência de 80% do esperado.

Em relação à fissuração, no modelo (b) surgiram fissuras na parte inferior do bloco, mostrando a necessidade de acréscimo de armadura secundária em malha. Já o modelo (c) apresentou número maior de fissuras para forças de menores intensidades.

Em nenhum modelo ensaiado por Blévtot (1967) apresentou ruína por punção, sendo que em todos os casos a ruína ocorreu após o escoamento da armadura principal.

A. Armadura principal na direção das diagonais do bloco

A força de tração R_s é a mesma da Eq. 2.125, ou seja:

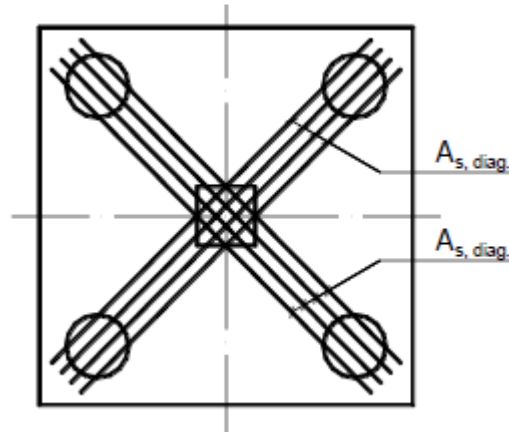
$$R_s = \frac{N \times \sqrt{2}}{16} \times \frac{(2 \times e - a_p)}{d} \quad \text{Eq. 2.133}$$

Portanto, a área da armadura principal, na direção de cada diagonal, é dada por:

$$A_{s,diag} = \frac{N_d \times \sqrt{2}}{16} \times \frac{(2 \times e - a_p)}{d \times f_{yd}} \quad \text{Eq. 2.134}$$

A Figura 77 ilustra o detalhamento da armadura principal segundo à diagonal no bloco sobre quatro estacas.

Figura 77- Bloco sobre quatro estacas com armadura principal na direção das diagonais.



Fonte: Bastos (2017).

B. Armadura principal na direção das diagonais e paralela aos lados do bloco.

Considerando o bloco sobre quatro estacas, o ângulo entre as diagonais é de 45° . A Eq. 2.125 resulta na força de tração R_s na direção da diagonal. Pode-se deduzir a força R'_s decompondo a força R_s . Dessa forma, tem-se:

$$R'_s = \frac{R_s}{\sqrt{2}} \quad \text{Eq. 2.135}$$

Bastos (2017) sugere uma redução na a armadura da diagonal dada por um coeficiente $1-k$, onde $1/2 \leq k \leq 2/3$. Porém, neste trabalho, esta redução não será considerada.

A armadura na direção da diagonal é:

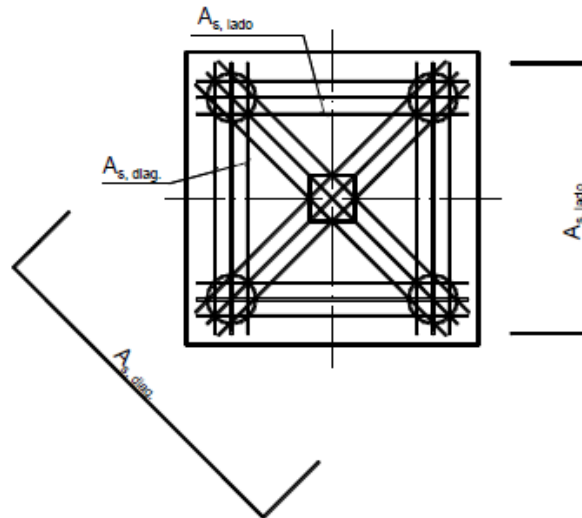
$$A_{s,diag} = \frac{N_d \times \sqrt{2}}{16} \times \frac{(2 \times e - a_p)}{d \times f_{yd}} \quad \text{Eq. 2.136}$$

A armadura paralela aos lados do bloco é:

$$A_{s,lado} = \frac{N_d}{16} \times \frac{(2 \times e - a_p)}{d \times f_{yd}} \quad \text{Eq. 2.137}$$

A Figura 78 ilustra o detalhamento da armadura principal segundo a diagonal e paralela aos lados no bloco sobre quatro estacas.

Figura 78- Bloco sobre quatro estacas com armadura principal disposta nos lados e nas diagonais.



Fonte: Bastos (2017).

C. Armadura paralela aos lados do bloco e com malha inferior

Segundo Bastos (2017), esse é o detalhamento mais usado na prática.

A força de tração R'_s é obtida decompondo a força R_s .

$$R'_s = \frac{R_s}{\sqrt{2}} \quad \text{Eq. 2.138}$$

E, portanto, a armadura de tração, para cada lado do bloco é:

$$A_{s,lado} = \frac{N_d}{16} \times \frac{(2 \times e - a_p)}{d \times f_{yd}} \quad \text{Eq. 2.139}$$

Já a armadura de distribuição em malha, para cada direção (horizontal e vertical) é calculada como 1/5 da área da armadura total do bloco. Além disso, por facilidades construtivas, a malha de distribuição pode possuir ganchos que serão colocados nas laterais do bloco funcionando também como armadura de suspensão, quando esta for necessária (BASTOS, 2017).

Embora Bastos (2017) adota para armadura de distribuição o valor de 25% da armadura principal de uma face do bloco, neste trabalho irá adotar-se o determinado pela NBR 6118:2014 para armadura de distribuição uma “malha uniformemente distribuída em duas direções para 20% dos esforços totais.

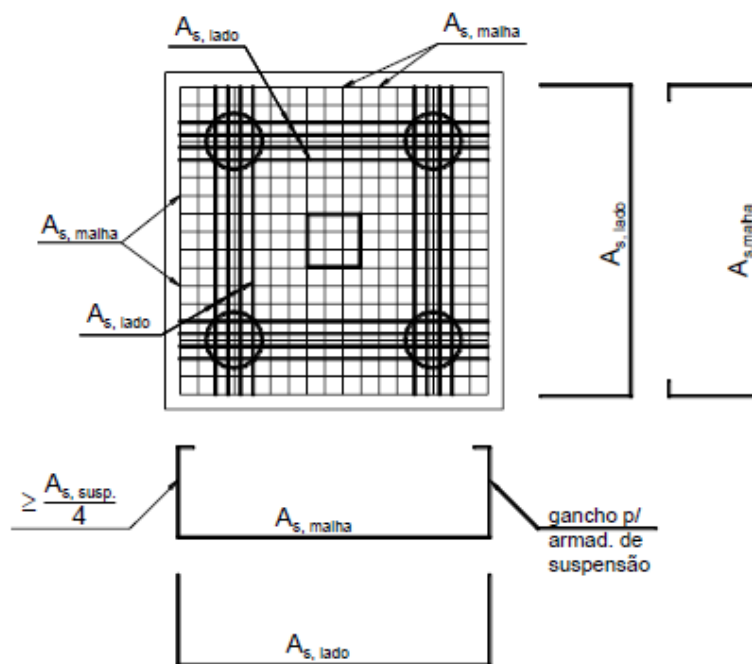
Considerando que a armadura principal deva ser suficiente para resistir aos esforços totais, pode-se considerar, respeitando a NBR 6118:2014, uma armadura de suspensão correspondente a 20% da armadura total principal.

Sendo assim, a malha pode ser obtida como:

$$A_{s,malha} = 0,20 \times A_{s,total} \geq \frac{A_{s,susp}}{4} \quad Eq. 2.140$$

A Figura 79 ilustra o detalhamento da armadura principal na direção paralela aos lados com malha no bloco sobre quatro estacas.

Figura 79- Bloco sobre quatro estacas com armadura principal na direção paralela aos lados do bloco.



Fonte: Bastos (2017).

2.3.4.5 Bloco sobre cinco estacas

Para o bloco sobre cinco estacas podem ser utilizados pelo menos três formatos diferentes, de acordo com a escolha do arranjo das estacas. Nesse trabalho, serão apresentados dois formatos utilizando blocos regulares: um com formato quadrado, idêntico ao bloco sobre quatro estacas; outro com formato em pentágono, ou seja, as cinco estacas serão dispostas com o centro de cada uma sendo o vértice de um pentágono regular. E, para ambos os

formatos, o centro geométrico do bloco de coroamento coincidirá com o centro geométrico do pilar.

2.3.4.5.1 Bloco com formato quadrado

O procedimento para o dimensionamento do bloco de coroamento sobre cinco estacas com formato quadrado, sendo uma estaca exatamente abaixo do pilar, é semelhante ao método utilizado para o bloco sobre quatro estacas.

A força de tração R_s é obtida de maneira semelhante ao bloco sobre quatro estacas, porém, a força axial do pilar ao invés de ser N , é substituído por $\frac{4}{5} \times N$. Dessa forma tem-se:

$$R_s = \frac{4}{5} \times \frac{N \times \sqrt{2}}{16} \times \frac{(2 \times e - a_p)}{d} \quad \text{Eq. 2.141}$$

E para o esforço atuante de compressão nas bielas, da Eq. 2.110, tem-se:

$$R_c = \frac{N}{5 \times \sin \alpha} \quad \text{Eq. 2.142}$$

I. Altura útil (d)

Como a altura útil (d) e a altura (h) do bloco são obtidas em função da geometria do mesmo e do ângulo alfa entre as bielas de concreto e a armadura de tração, e por estarmos tratando de um bloco com a mesma geometria do bloco sobre quatro estacas, as alturas são as mesmas. Portanto:

Aplicando a mesma lógica dos blocos anteriores, com o ângulo alfa variando entre 45° e 55° e utilizando a Eq. 2.100, tem-se que:

$$1 \times \frac{\sqrt{2}(2 \times e - a_p)}{4} \leq d \leq 1,428 \times \frac{\sqrt{2}(2 \times e - a_p)}{4} \quad \text{Eq. 2.143}$$

A altura do bloco é $h = d + d'$, com $d' \geq \{a_{est}^5 / 5\}$.

II. Verificação das bielas comprimidas de concreto

Segundo Bastos (2017), as tensões limites para o bloco sobre cinco estacas são:

$$\sigma_{cd,b,lim,pil} = 2,60 \times K_R \times f_{cd} \quad Eq. 2.144$$

$$\sigma_{cd,b,lim,est} = 2,10 \times K_R \times f_{cd} \quad Eq. 2.145$$

Com $0,9 \leq K_R \leq 0,95$.

De forma análoga aos blocos anteriores tem-se que:

Próximo ao pilar:

$$\text{sen } \alpha = \frac{A_b}{A_p/5} \rightarrow A_b = \frac{A_p}{5} \times \text{sen } \alpha \quad Eq. 2.146$$

Próximo à estaca:

$$\text{sen } \alpha = \frac{A_b}{A_e} \rightarrow A_b = A_e \times \text{sen } \alpha \quad Eq. 2.147$$

Partindo-se do princípio de que a tensão atuante em uma estrutura é a razão entre a força e a área ($\sigma = F/A$), e utilizando o esquema de força demonstrado na Eq. 2.146 e Eq. 2.147, tem-se que a tensão atuante na biela de concreto comprimido é:

Próximo ao pilar:

$$\sigma_{cd,b,pil} = \frac{N_d}{A_p \times \text{sen}^2 \alpha} \quad Eq. 2.148$$

Próximo à estaca:

$$\sigma_{cd,b,est} = \frac{N_d}{5 \times A_e \times \text{sen}^2 \alpha} \quad Eq. 2.149$$

III. Cálculo da armadura principal (tração)

Adotando essa geometria idêntica ao bloco sobre quatro estacas, também se pode detalhar a armadura principal de tantas maneiras como visto anteriormente. Todas podem ser aplicadas para o bloco sobre cinco estacas, apenas com uma alteração na intensidade da força axial N_d nas equações anteriores, que, para o bloco sobre cinco estacas a intensidade é $\frac{4}{5} \times N_d$.

Será apresentado o detalhamento da armadura principal apenas para o modelo com a armadura principal disposta segundo os lados do bloco e com uma malha inferior, pois segundo Bastos (2017) é o modelo mais usual.

E, portanto, a armadura de tração, para cada lado do bloco é:

$$A_{s,lado} = \frac{4}{5} \times \frac{N_d}{16} \times \frac{(2 \times e - a_p)}{d \times f_{yd}} \quad \text{Eq. 2.150}$$

E a armadura de distribuição da malha é dada por:

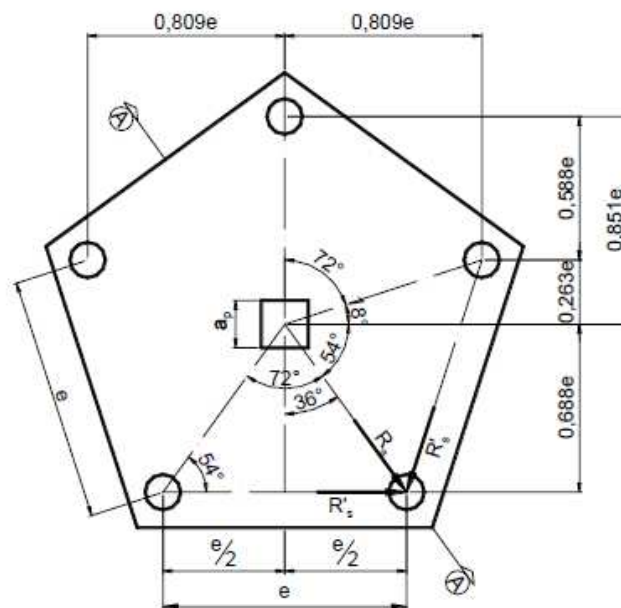
$$A_{s,malha} = 0,20 \times A_{s,total} \geq \frac{A_{s,susp}}{4} \quad \text{Eq. 2.151}$$

O detalhamento das armaduras é idêntico ao mostrado na Figura 79.

2.3.4.5.2 Bloco em forma de pentágono

As cinco estacas sob o bloco se posicionam de modo a formar um pentágono regular, sendo que o centro geométrico do bloco e do pilar coincide (Figura 80).

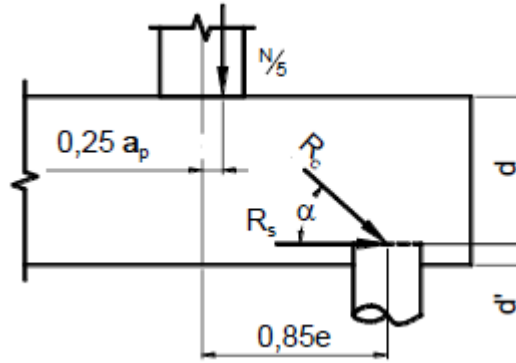
Figura 80- Bloco sobre cinco estacas em forma de pentágono.



Fonte: Bastos (2017).

A distância entre o centro do pilar e o da estaca pode ser deduzido matematicamente pela Figura 80. Com isso, pode-se mostrar o esquema de forças (Figura 81) e obter a equação para a força de tração do tirante R_s e de compressão das bielas R_c .

Figura 81- Esquema de forças para o bloco sobre cinco estacas em forma de pentágono.



Fonte: Bastos (2017).

Do polígono montado com as forças R_c , R_s , e $N/5$, tem-se:

$$\operatorname{Tg} \alpha = \frac{N/5}{R_s} \equiv \frac{d}{0,85 \times e - 0,25 \times a_p} \quad \text{Eq. 2.152}$$

$$R_s = \frac{N}{5} \times \frac{(0,85 \times e - 0,25 \times a_p)}{d} \quad \text{Eq. 2.153}$$

E para o esforço atuante de compressão nas bielas, da Eq. 2.110, tem-se:

$$R_c = \frac{N}{5 \times \operatorname{sen} \alpha} \quad \text{Eq. 2.154}$$

I. Altura útil (d)

Aplicando a mesma lógica dos blocos anteriores, com o ângulo alfa variando entre 45° e 55° e utilizando a Eq. 2.100, tem-se que:

$$1 \times (0,85 \times e - 0,25 \times a_p) \leq d \leq 1,428 \times (0,85 \times e - 0,25 \times a_p) \quad \text{Eq. 2.155}$$

A altura do bloco é $h = d + d'$, com $d' \geq \{ \frac{5 \text{ cm}}{a_{est}/5} \}$.

II. Verificação das bielas comprimidas de concreto

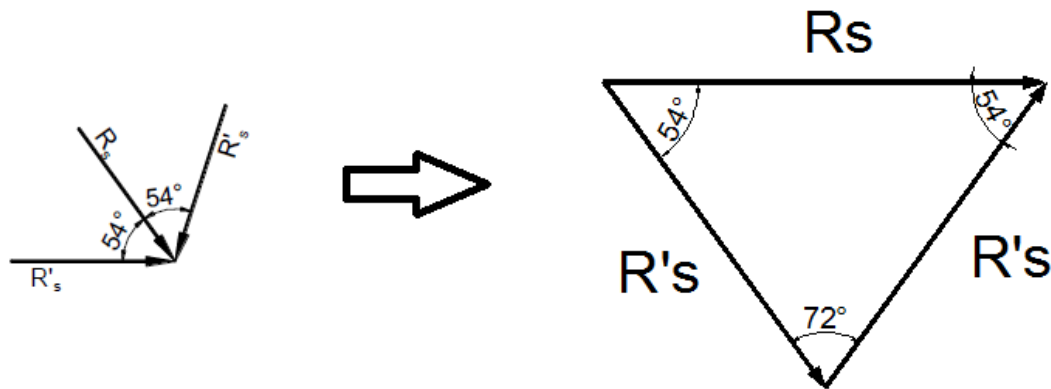
Desde que a altura útil d seja adotada dentro dos valores permitidos, ou seja, o ângulo alfa esteja entre 45° e 55° , não será necessário verificar as tensões de compressão nas bielas comprimidas de concreto (BASTOS, 2017).

III. Cálculo da armadura principal (tração)

Para Bastos (2017), o detalhamento mais comumente utilizado para blocos de coroamento sobre cinco estacas é a armadura principal dispostas segundo os lados do bloco com uma armadura inferior adicional em malha.

Como a força de tração R_s foi obtida tendo como direção o centro do pilar e o centro da estaca, precisa-se decompor a força para obter na direção segundo os lados do bloco. Pelo esquema de força da Figura 82, e utilizando a lei dos senos, pode-se escrever R'_s como:

Figura 82- Esquema de forças de tração sobre uma estaca para o bloco de cinco estacas em forma de pentágono.



Fonte: Elaborado pelo autor.

$$\frac{R_s}{\sin 72^\circ} = \frac{R'_s}{\sin 54^\circ} \quad \text{Eq. 2.156}$$

$$R'_s = R_s \times 0,85 \quad \text{Eq. 2.157}$$

$$R'_s = 0,85 \times \frac{N}{5} \times \frac{(0,85 \times e - 0,25 \times a_p)}{d} \quad \text{Eq. 2.158}$$

E a armadura paralela aos lados sobre a estaca resulta:

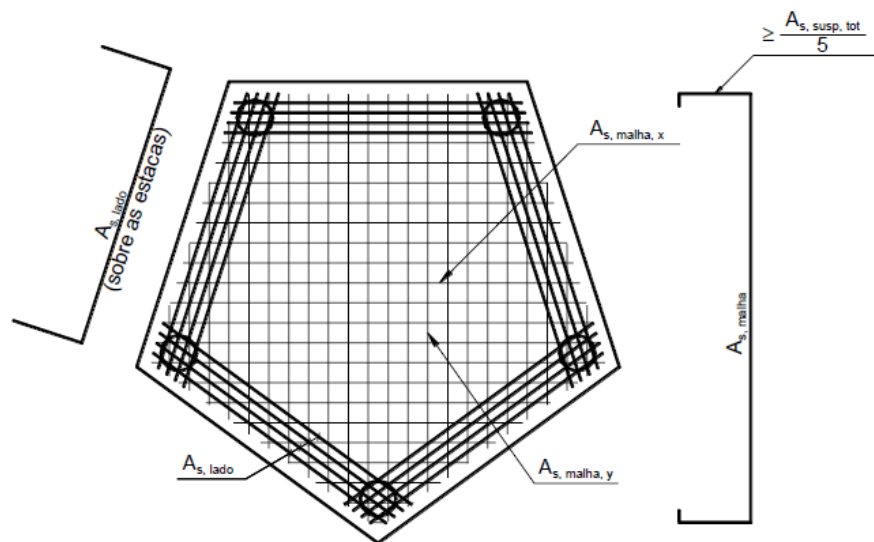
$$A_{s,lado} = \frac{R'_s}{f_{yd}} = 0,85 \times \frac{N_d}{5} \times \frac{(0,85 \times e - 0,25 \times a_p)}{d \times f_{yd}} \quad Eq. 2.159$$

E a armadura de distribuição da malha, em cada direção, é dada por:

$$A_{s,malha} = 0,20 \times A_{s,total} \geq \frac{A_{s,susp}}{5} \quad Eq. 2.160$$

A Figura 83 ilustra o detalhamento da armadura principal na direção paralela aos lados com malha no bloco sobre cinco estacas.

Figura 83- Detalhamento da armadura principal paralela ao lado e em malha no bloco sobre cinco estacas em forma de pentágono.



Fonte: Bastos (2017).

2.3.4.6 Bloco sobre seis estacas

Para o bloco sobre seis estacas as formas mais comuns são o retangular, em pentágono e em hexágono. Nesse trabalho, serão apresentados dois formatos utilizando blocos regulares: um em forma de pentágono, idêntico ao bloco sobre cinco estacas; outro com formato em hexágono, ou seja, as seis estacas serão dispostas com o centro de cada uma sendo o vértice de um hexágono regular. E, para ambos os formatos, o centro geométrico do bloco de coroamento coincidirá com o centro geométrico do pilar.

2.3.4.6.1 Bloco em forma de pentágono

O procedimento para o dimensionamento do bloco de coroamento sobre seis estacas em forma de pentágono, sendo uma estaca exatamente abaixo do pilar, é semelhante ao método utilizado para o bloco sobre cinco estacas.

A força de tração R_s é obtida de maneira semelhante ao bloco sobre cinco estacas, porém, a força axial do pilar ao invés de ser N , é substituído por $\frac{5}{6} \times N$. Dessa forma tem-se:

$$R_s = \frac{N}{6} \times \frac{(0,85 \times e - 0,25 \times a_p)}{d} \quad \text{Eq. 2.161}$$

E para o esforço atuante de compressão nas bielas, da Eq. 2.110, tem-se:

$$R_c = \frac{N}{6 \times \sin \alpha} \quad \text{Eq. 2.162}$$

I. Altura útil (d)

Aplicando a mesma lógica dos blocos anteriores, com o ângulo alfa variando entre 45° e 55° e utilizando a Eq. 2.100, tem-se que:

$$1 \times (0,85 \times e - 0,25 \times a_p) \leq d \leq 1,428 \times (0,85 \times e - 0,25 \times a_p) \quad \text{Eq. 2.163}$$

A altura do bloco é $h = d + d'$, com $d' \geq \{ \frac{5 \text{ cm}}{a_{est}/5} \}$.

II. Verificação das bielas comprimidas de concreto

Assim como feito para o bloco sobre cinco estacas em forma de pentágono, desde que a altura útil d seja adota dentro dos valores permitidos, ou seja, o ângulo alfa esteja entre 45° e 55° , não será necessário verificar as tensões de compressão nas bielas comprimidas de concreto (BASTOS, 2017).

III. Cálculo da armadura principal (tração)

“Entre os diferentes detalhamentos possíveis, será mostrado apenas o mais comum, que é aquele com barras paralelas aos lados acrescida de uma malha” (BASTOS, 2017).

Como a força de tração R_s foi obtida tendo como direção o centro do pilar e o centro da estaca, precisa-se decompor a força para obter na direção segundo os lados do bloco. Pelo esquema de força da Figura 82, e utilizando a lei dos senos, pode-se escrever R'_s como:

$$\frac{R_s}{\text{sen } 72^\circ} = \frac{R'_s}{\text{sen } 54^\circ} \quad \text{Eq. 2.164}$$

$$R'_s = R_s \times 0,85 \quad \text{Eq. 2.165}$$

$$R'_s = 0,85 \times \frac{N}{6} \times \frac{(0,85 \times e - 0,25 \times a_p)}{d} \quad \text{Eq. 2.166}$$

E a armadura paralela aos lados sobre a estaca resulta:

$$A_{s,lado} = \frac{R'_s}{f_{yd}} = 0,85 \times \frac{N_d}{6} \times \frac{(0,85 \times e - 0,25 \times a_p)}{d \times f_{yd}} \quad \text{Eq. 2.167}$$

E a armadura de distribuição da malha, em cada direção, é dada por:

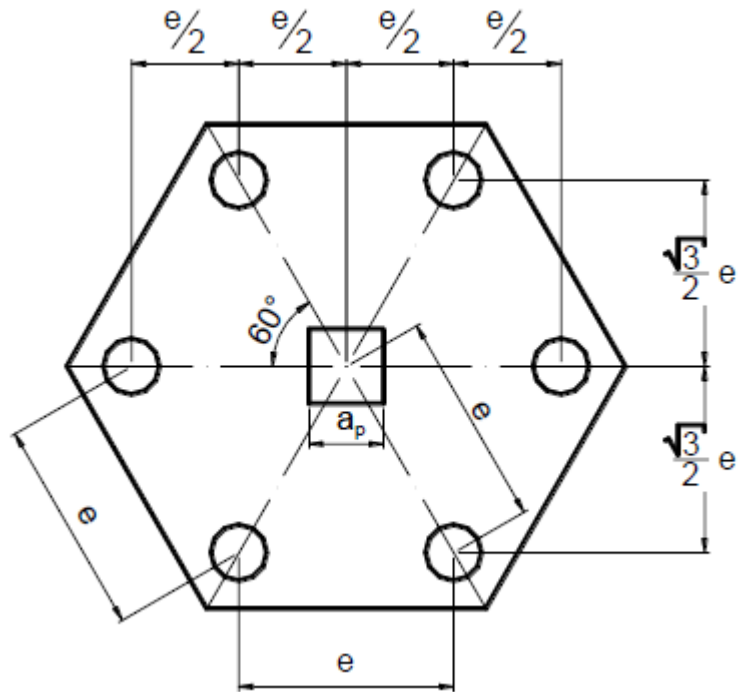
$$A_{s,malha} = 0,20 \times A_{s,total} \geq \frac{A_{s,susp}}{5} \quad \text{Eq. 2.168}$$

O detalhamento das armaduras é idêntico ao mostrado na Figura 83.

2.3.4.6.2 Bloco em forma de hexágono

Neste caso, as seis estacas sob o bloco se posicionam de modo a formar um hexágono regular, sendo que o centro geométrico do bloco e do pilar coincide (Figura 84).

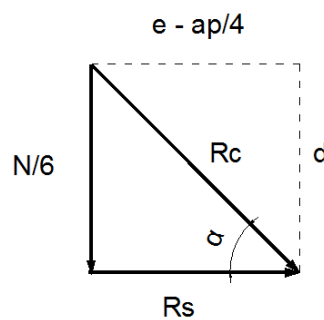
Figura 84- Bloco sobre seis estacas em forma de hexágono.



Fonte: Bastos (2017).

A distância entre o centro do pilar e o da estaca pode ser deduzido matematicamente pela Figura 84. Com isso, pode-se mostrar o esquema de forças (Figura 85) e obter a equação para a força de tração do tirante R_s e de compressão das bielas R_c .

Figura 85- Esquema de forças para o bloco sobre seis estacas em forma de hexágono.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Do polígono montado com as forças R_c , R_s , e $N/6$, tem-se:

$$\operatorname{Tg} \alpha = \frac{N/6}{R_s} \equiv \frac{d}{e - a_p/4} \quad \text{Eq. 2.169}$$

$$R_s = \frac{N}{6} \times \frac{\left(e - \frac{a_p}{4}\right)}{d} \quad \text{Eq. 2.170}$$

E para o esforço atuante de compressão nas bielas, da Eq. 2.110, tem-se:

$$R_c = \frac{N}{6 \times \sin \alpha} \quad \text{Eq. 2.171}$$

I. Altura útil (d)

Aplicando a mesma lógica dos blocos anteriores, com o ângulo alfa variando entre 45° e 55° e utilizando a Eq. 2.169, tem-se que:

$$1 \times \left(e - \frac{a_p}{4}\right) \leq d \leq 1,428 \times \left(e - \frac{a_p}{4}\right) \quad \text{Eq. 2.172}$$

A altura do bloco é $h = d + d'$, com $d' \geq \{a_{est}^{5cm}/5\}$.

II. Verificação das bielas comprimidas de concreto

Não é necessário fazer a verificação das bielas comprimidas para a altura útil d dentro dos valores permitidos, ou seja, o ângulo alfa esteja entre 45° e 55° (BASTOS, 2017).

III. Cálculo da armadura principal (tração)

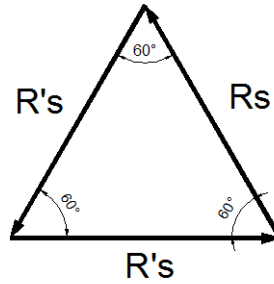
O bloco seis três estacas pode ser armado de diferentes maneiras, sendo as mais comuns disposições da armadura principal segundo a diagonal, nesse caso se faz necessário o uso de uma cinta, e segundo os lados do bloco, nesse caso normalmente é utilizado junto uma armadura em malha (armadura de distribuição) (BASTOS, 2017).

A. Armadura principal paralela aos lados do bloco

Este tipo de detalhamento é o que apresenta menor fissuração e maior economia.

Como a fora de tração R_s foi obtida tendo como direção a diagonal, precisa-se decompor a forçar para obter na direção segundo os lados do bloco. Pelo esquema de força da Figura 86, e utilizando a lei dos senos, pode-se escrever R'_s como:

Figura 86- Esquema de forças de tração sobre uma estaca para o bloco de seis estacas em forma de hexágono.



Fonte: Elaborado pelo autor.

$$\frac{R_S}{\text{sen } 60^\circ} = \frac{R'_S}{\text{sen } 60^\circ} \quad \text{Eq. 2.173}$$

$$R'_S = R_S \quad \text{Eq. 2.174}$$

$$R'_s = \frac{N}{6} \times \frac{\left(e - \frac{ap}{4}\right)}{d} \quad \text{Eq. 2.175}$$

E a armadura paralela aos lados sobre a estaca resulta:

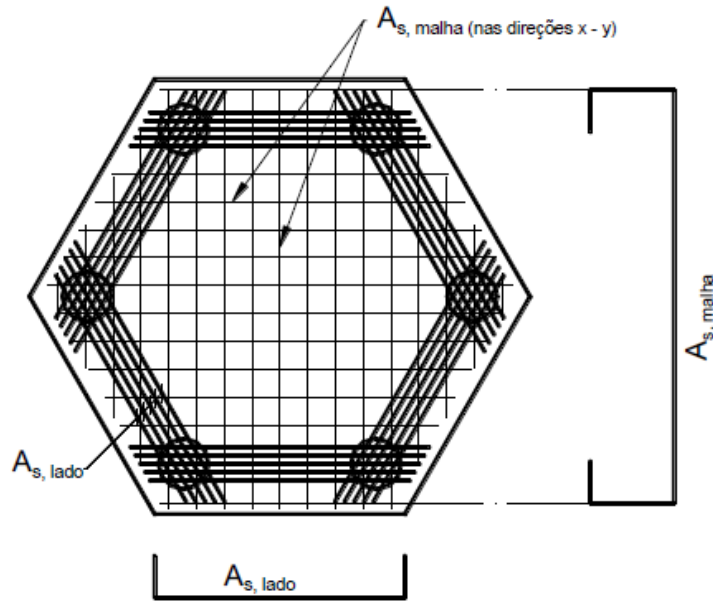
$$A_{s,lado} = \frac{R'_s}{f_{yd}} = \frac{N_d}{6} \times \frac{\left(e - \frac{ap}{4}\right)}{d \times f_{yd}} \quad \text{Eq. 2.176}$$

E a armadura de distribuição da malha, em cada direção, é dada por:

$$A_{s,malha} = 0,20 \times A_{s,total} \geq \frac{A_{s,susp}}{6} \quad \text{Eq. 2.177}$$

A Figura 87Figura 79 ilustra o detalhamento da armadura principal na direção paralela aos lados com malha no bloco sobre seis estacas.

Figura 87- Detalhamento da armadura principal paralela ao lado do bloco sobre seis estacas



Fonte: Bastos (2017).

B. Armadura principal segundo a diagonal do bloco

Com armadura principal segundo as diagonais e cinta nos lados do bloco, Bastos (2017) sugere uma redução na a armadura da diagonal dada por um coeficiente $1-k$, onde $\frac{2}{5} \leq k \leq \frac{3}{5}$. Porém, neste trabalho, esta redução não será considerada.

A armadura na direção da diagonal é:

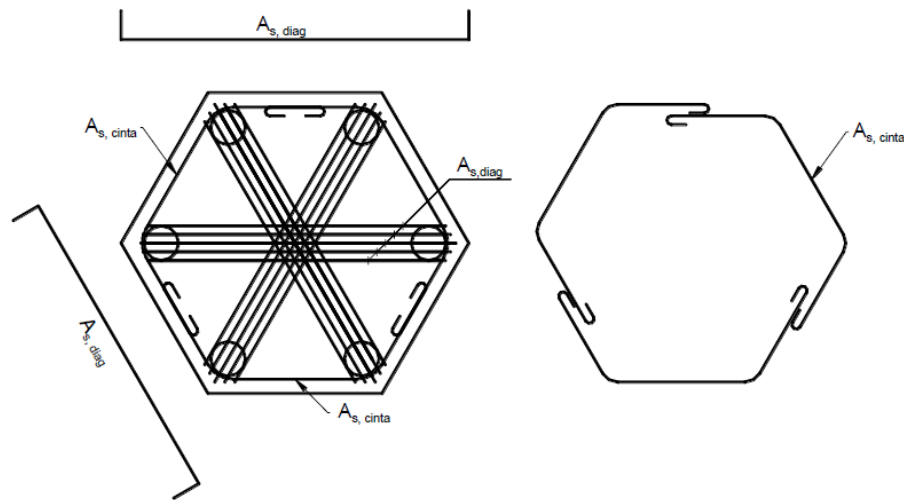
$$A_{s,diag} = \frac{N_d}{6} \times \frac{\left(e - \frac{ap}{4}\right)}{d \times f_{yd}} \quad Eq. 2.178$$

A armadura paralela aos lados do bloco é:

$$A_{s,cinta} = \frac{N_d}{6} \times \frac{\left(e - \frac{ap}{4}\right)}{d \times f_{yd}} \quad Eq. 2.179$$

A Figura 88 ilustra o detalhamento da armadura principal na direção das diagonais e com cinta nos lados no bloco sobre seis estacas.

Figura 88- Detalhamento da armadura principal segundo as diagonais no bloco sobre seis estacas.



Fonte: Bastos (2017).

2.3.4.7 Bloco sob atuação de força axial e momento fletor

Para Carvalho e Pinheiro (2009), em diversas situações não se pode desprezar o efeito do momento fletor que atua na base do pilar e, este momento, assim com a força axial, tem que ser transmitido para as estacas.

No dimensionamento dos blocos de coroamento, mesmo quando existe atuação de momento fletor na base do pilar, procura-se dimensionar os blocos e o posicionamento das estacas de modo que as estacas trabalhem somente a força de compressão. O que pode e ocorre nesses casos é que, devido à atuação do momento fletor, uma estaca acaba sendo solicitada à compressão com maior intensidade quando comparada com outra(s) estaca(s), no mesmo bloco.

Tanto Bastos (2017), como Carvalho e Pinheiro (2009), apresentam um método de cálculo baseado na superposição dos efeitos da carga normal e dos momentos fletores, atuando separadamente.

Conforme os autores, para o modelo ser válido, deve-se obedecer às seguintes hipóteses:

- O bloco possui movimento de corpo rígido e, portanto, ou tem translação ou rotação em torno de um eixo.
- As estacas estão rotuladas nos blocos, ou seja, só tem capacidade de transmitir esforço axial.
- Os eixos x e y devem ser os eixos principais de inércia.

➤ As estacas devem ser verticais, do mesmo tipo, diâmetro e comprimento.

“Para um pilar, submetido a uma carga vertical N e momentos M_x e M_y , apoiados sobre um conjunto de estacas verticais, a tensão no centro de uma estaca i , é dada por (BASTOS, 2017):

$$\sigma_i = \frac{N}{S} \pm \frac{M_x \times y_i}{I_x} \pm \frac{M_y \times x_i}{I_y} \quad \text{Eq. 2.180}$$

Onde:

N é a carga vertical do pilar;

S é a área da seção transversal de todas as estacas e pode ser considerada como $S = n_e \times S_i$, sendo n_e o número de estacas e S_i a área da seção de cada estaca, admitindo-se todas iguais;

M_x é o momento fletor que atua em torno do eixo x , sendo positivo quando comprime o lado positivo do eixo Y ;

M_y é o momento fletor que atua em torno do eixo y , sendo positivo quando comprime o lado positivo do eixo X ;

X_i é a coordenada x da estaca i ;

Y_i é a coordenada y da estaca i .

Considerando-se que a tensão é a relação de força sobre área, para obter a força N_i (carga vertical na estaca i), pode-se escrever a Eq. 2.180 como:

$$\sigma_i \times S_i = N_i = \frac{N}{n_e} + \frac{M_x \times y_i \times S_i}{I_x} + \frac{M_y \times x_i \times S_i}{I_y} \quad \text{Eq. 2.181}$$

E considerando que o momento de inércia pode ser escrito como:

$$I_x = n_e \times I_{xi} + S_i \times \sum y_i^2 \rightarrow I_x = S_i \times \sum y_i^2 \quad \text{Eq. 2.182}$$

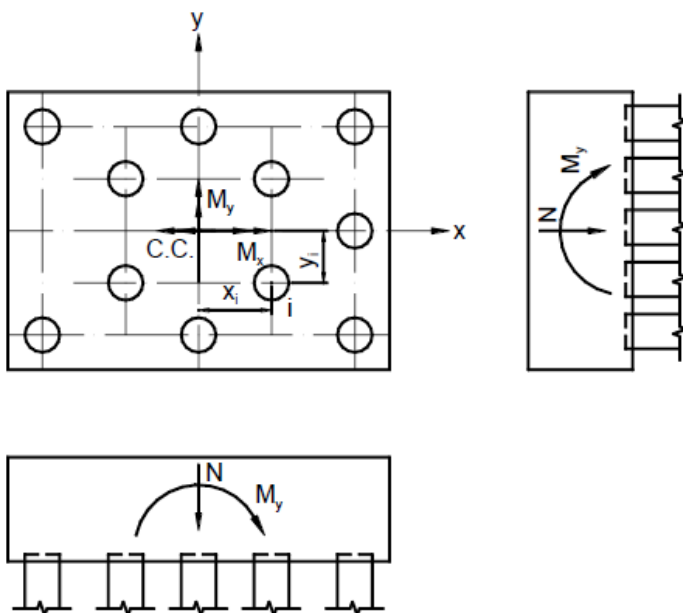
$$I_y = n_e \times I_{yi} + S_i \times \sum x_i^2 \rightarrow I_y = S_i \times \sum x_i^2 \quad \text{Eq. 2.183}$$

Por fim, a força axial em cada estaca pode ser obtida da seguinte forma:

$$N_i = \frac{N}{n_e} + \frac{M_x \times y_i}{\sum y_i^2} + \frac{M_y \times x_i}{\sum x_i^2} \quad \text{Eq. 2.184}$$

A Figura 89 ilustra a carga axial e os momentos fletores atuantes no bloco.

Figura 89- Momentos fletores e carga normal atuantes no bloco.



Fonte: Bastos (2017).

Bastos (2017) ainda recomenda que a força axial N seja multiplicada por 1,10, levando em conta um acréscimo de 10% do peso próprio do bloco de concreto.

Após a análise e obtenção das forças axiais atuantes em cada estaca, levando em consideração a força axial e o momento fletor na base do pilar, consegue-se perceber qual a estaca possui maior solicitação e prossegue-se o dimensionamento do bloco de coroamento, como visto anteriormente para variados números de estacas, considerando-se que todas as estacas estão submetidas a essa mesma solicitação.

3 DIMENSIONAMENTO DE SAPATAS

Nesse capítulo será apresentando dois exemplos que servirão de comparação entre os métodos de dimensionamento estrutura de sapatas já vistos, o Método da Flexão e o Método das Bielas.

Além desses, será demonstrado uma planta de carga e locação de pilares da qual serão escolhidos dois pilares para aplicar os métodos de dimensionamento vistos com base na teoria expostas no capítulo 2.

O objetivo é exemplificar de forma prática o processo de decisão de variáveis e dimensionamento das armaduras necessárias para suportar os esforços nos quais uma fundação do tipo sapata pode estar solicitada.

3.1 SAPATA ISOLADA – COMPARAÇÃO DOS MÉTODOS

3.1.1 Método da Flexão - Exercício resolvido na apostila do Profº Spernau (s.d.)

Dimensionar uma sapata isolada para um pilar com carga de 700 kN, assentada num solo cuja pressão admissível é $\bar{\sigma}_{\text{solo}} = 0,35 \text{ MPa}$. O pilar é de seção quadrada de lado $a_p = b_p = 0,30 \text{ metros}$, o concreto é C25, o aço é CA50 e o cobrimento é de 4 cm.

Resolução:

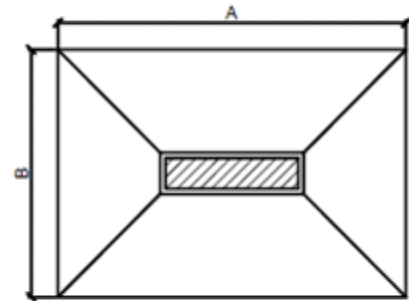
Como citado no item 2.2.2.5, pode-se estimar para o peso próprio da fundação um valor de 5% da carga vertical N . Além disso, será adotado para a armadura vertical do pilar e a armadura inicial da sapata diâmetro de $\varnothing 10,0 \text{ mm}$. A Figura 90 demonstra de forma resumida os dados do problema.

Figura 90- Dados do problema.

MÉTODO DA FLEXÃO

Exercício resolvido apostila Profº Spornau (s.d.)

DADOS DO PROBLEMA	
Carga Pilar [KN]	700
Tensão admissível do solo [MPa]	0,35
a (dimensão pilar) [m]	0,3
b (dimensão pilar) [m]	0,3
Concreto fck [MPa]	25
Aço CA-50 fyk [MPa]	500
cobrimento adotado [cm]	4
Armadura vertical do pilar [mm]	10
Armadura adotada para sapata [mm]	10
Peso Próprio da sapata [%]	5



Fonte: Elaborado pelo autor.

Pela Eq. 2.8 consegue-se determinar a área necessária da sapata para que a tensão no solo seja menor que a tensão admissível. Admitindo que a sapata seja de abas iguais, pode-se utilizar a Eq. 2.3 para estimar a dimensão B da sapata e, posteriormente a dimensão A .

$$S_{sap} = 1,05 \times \frac{N}{\bar{\sigma}_{solo}} = 1,05 \times \frac{700}{0,35 \times 10^3} = 2,10 \text{ m}^2 \quad \text{Eq. 3.1}$$

$$B = \frac{1}{2} \times (b_p - a_p) + \sqrt{\frac{1}{4} \times (b_p - a_p)^2 + S_{sap}} = \sqrt{2,10} = 1,45 \text{ m} \quad \text{Eq. 3.2}$$

Como a sapata será de abas iguais e com o pilar quadrado, a sapata também será quadrada e será adotado a medida de 1,60 metros para o lado da sapata. A Figura 91 demonstra os resultados obtidos.

Figura 91- Dimensões da Sapata em Planta e verificação da tensão no solo.

Dimensões da Sapata em Planta	
S_sap [m²]=	2,10
B_calculado [m]=	1,45
A_calculado [m]=	1,45
A_adotado [m]=	1,60
B_adotado [m]=	1,60
c_A [m]=	0,65
c_B [m]=	0,65

Verificação da tensão no solo	
σ_{solo} [MPa]=	0,29
	OK!

Fonte: Elaborado pelo autor.

Determinado as dimensões em planta, calcula-se a altura da sapata de modo que ela seja rígida através da Eq. 2.5. Deve-se verificar a altura nas duas direções da sapata, X e Y, mas como é uma sapata de carga centrada com abas iguais, o cálculo em ambas as direções resultarão na mesma altura. Determinado a altura h pode-se calcular a menor altura útil d pela Eq. 2.10. Por fim, se verifica se a altura determinada é suficiente para ancorar a armadura que vem dos pilares.

$$h \geq \frac{(1,60-0,30)}{3} \geq 0,43 \text{ m} \quad \text{Eq. 3.3}$$

Adotando a altura como múltiplo de 5, a altura será $h = 45 \text{ cm}$. E, consequentemente, d será:

$$d = h - c - \phi - \frac{\phi}{2} = 45 - 4 - 1,0 - \frac{1,0}{2} = 39,5 \text{ cm} \quad \text{Eq. 3.4}$$

Deve-se então calcular o comprimento de ancoragem da armadura do pilar para verificar se a altura útil d adotado é suficiente.

$$f_{ctd} = \frac{0,7 \times 0,3 \times (25^{2/3})}{1,4} = 1,28 \text{ MPa} \quad \text{Eq. 3.5}$$

$$f_{bd} = 2,25 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,28 = 2,89 \text{ MPa} \quad \text{Eq. 3.6}$$

$$l_b = \frac{1,0}{4} \times \frac{500/1,15}{2,89} = 37,61 \text{ cm} \quad \text{Eq. 3.7}$$

Como d é maior do que l_b pode-se continuar o dimensionamento.

Além da determinação das alturas, também se deve verificar o ângulo de inclinação alfa da sapata pela Eq. 2.6.

$$\alpha = \text{tg}^{-1} \left[\frac{45}{(160-30)/2} \right] = 34,69^\circ \quad \text{Eq. 3.8}$$

O ângulo alfa mede $34,70^\circ$, que atende o exigido pela Eq. 2.7.

A Figura 92 demonstra os resultados obtidos.

Figura 92- Determinação da altura da sapata.

Altura h da Sapata	Altura útil d da Sapata
$h_{A_calculado} [\text{cm}] = 43,33$ $h_{B_calculado} [\text{cm}] = 43,33$ $h_{\text{temporário}} [\text{cm}] = 45,00 \quad \text{OK!}$ $d_{\text{temporário}} [\text{cm}] = 39,50$	$d \geq l_{b_nec} \quad \text{OK!}$ $d_{\text{adotado}} [\text{cm}] = 39,50$ $h_{\text{adotado}} [\text{cm}] = 45,00$ $h_{0_calculado} [\text{cm}] = 15,00$ $h_{0_adotado} [\text{cm}] = 15,00$
Verificação do comprimento de ancoragem	Verificação do ângulo alfa
$f_{ctd} [\text{MPa}] = 1,28$ $n1 = 2,25$ $n2 = 1,00$ $n3 = 1,00$ $f_{bd} [\text{MPa}] = 2,89$ $l_b [\text{cm}] = 37,67 \quad \text{OK!}$ $l_{b_nec} [\text{cm}] = 37,67 \quad \text{OK!}$	$\alpha [^\circ] = 34,70$ OK!

Fonte: Elaborado pelo autor.

Como a sapata é rígida não existe risco de ruptura por puncionamento. Basta a verificação das diagonais comprimidas do concreto. Calcula-se então a tensão de cisalhamento solicitante (Eq. 2.18) e compara-se com a tensão de cisalhamento resistente de cálculo (Eq. 2.17).

$$\tau_{Rd2} = 0,27 \times \left[1 - \frac{25}{250} \right] \times \frac{25}{1,4} = 4,34 \text{ MPa} \quad \text{Eq. 3.9}$$

$$\tau_{sd} = \frac{F_{sd}}{u \times d} = \frac{1,4 \times 700}{1,20 \times 0,40} = 2,04 \text{ MPa} \quad \text{Eq. 3.10}$$

Como $\tau_{sd} \leq \tau_{Rd2}$, as bielas comprimidas de concreto estão seguras.

A Figura 93/Figura 92 demonstra os resultados obtidos.

Figura 93- Verificação da compressão diagonal do concreto.

Tensão de Cisalhamento	
F _{sd} [kN]=	980,00
u [m]=	1,20
d [m]=	0,40
τ _{sd} [MPa]=	2,04

Verificação da compressão diagonal	
τ _{Rd2} [MPa]=	4,34
OK!	

Fonte: Elaborado pelo autor.

Por fim, calcula-se a armadura resistente à tração, nas direções X e Y. Nesse exemplo, por ser carga centrada, sapata e pilar de seção quadrada, a armadura na direção X será a mesma na direção Y.

O momento fletor a ser adotado tem que ser maior que o momento mínimo. Caso o momento mínimo seja maior, a NBR 6118:2014 permite dimensionar uma estrutura considerando o dobro do momento fletor solicitante de cálculo, não sendo necessário, nesse caso, adotar a armadura mínima.

$$M_{xd} = 1,4 \times \frac{N}{24 \times A \times B} \times (A - a_p)^2 \times (2 \times B + b_p) \quad \text{Eq. 3.11}$$

$$M_{xd} = 1,4 \times \frac{700}{24 \times 1,60 \times 1,60} \times (1,60 - 0,30)^2 \times (2 \times 1,60 + 0,30) \quad \text{Eq. 3.12}$$

$$M_{xd} = 94,35 \text{ kN.m} \quad \text{Eq. 3.13}$$

$$2 \times M_{xd} = 188,69 \text{ KN.m} \quad \text{Eq. 3.14}$$

$$M_{d,min} = 0,8 \times \frac{1,60 \times 0,45^2}{6} \times \left[1,3 \times 0,3 \times \left(25^{2/3} \right) \right] \times 10^3 = 144,05 \text{ KN.m} \quad \text{Eq. 3.15}$$

Sendo assim, a menor armadura que atenderá com segurança o dimensionamento será aquela dimensionada para o momento mínimo. Utiliza-se para determinar a área de armadura às Eq. 2.21 e Eq. 2.22.

$$k_c = \frac{30 \times 39,5^2}{14405} = 3,25 \quad \text{Eq. 3.16}$$

$$k_s = 0,026 \quad \text{Eq. 3.17}$$

$$A_s = \frac{0,026 \times 14405}{39,5} = 9,48 \text{ cm}^2 \quad \text{Eq. 3.18}$$

A Figura 94 demonstra os resultados obtidos.

Figura 94- Dimensionamento à flexão.

Dimensionamento à flexão lado A (X)	
Md_A [KN.m]=	94,35
2*Md_A [KN.m]=	188,69
Md_min [KN.m]=	144,05
Md [KN.m]=	144,05
k_c=	3,25
k_s=	0,0260
As_A [cm²]	9,48
12 barras de Ø10,0mm	

Verificação do Domínio	
x/d =	0,29
x [cm]=	11,46
Domínio =	DOMÍNIO 3, BOA DUCTILIDADE!

Fonte: Elaborado pelo autor.

3.1.2 Método das Bielas - Exercício resolvido na apostila do Spernau (s.d.)

Fazer o mesmo exercício do exemplo 1 de cálculo de sapatas isoladas, agora pelo Método das Bielas.

Resolução:

A parte inicial da determinação das dimensões em planta é resolvida da mesma forma do que no método da flexão.

Determinado as dimensões em planta, calcula-se a altura da sapata. Para o método da biela a altura útil d é calculada conforme Eq. 2.28. Desse modo, ir-se-á calcular a altura útil como indicado, mas também será verificado o exigido pela NBR 6118:2014 de modo que a sapata possa ser calculada pelo método das bielas e também atenda o exigido pela norma brasileira. Por fim, se verifica se a altura determinada é suficiente para ancorar a armadura que vem dos pilares.

Pelo método das bielas, a altura útil d é:

$$d \geq \frac{A-a_p}{4} = \frac{1,60-0,30}{4} = 0,325 \text{ m} \quad \text{Eq. 3.19}$$

Pela NBR 6118:2014, a altura h é:

$$h = \frac{A-a_p}{3} = \frac{1,60-0,30}{3} = 0,43 \text{ m} \quad \text{Eq. 3.20}$$

Será adotado, de modo a atender a norma brasileira $h = 45 \text{ cm}$ e, adotando um $d' = 5 \text{ cm}$, ter-se-á $d = 40 \text{ cm}$.

O comprimento de ancoragem da armadura do pilar será o mesmo calculado anteriormente, portanto a altura útil de 40 cm é suficiente para ancoragem.

A Figura 95 demonstra os resultados obtidos.

Figura 95- Determinação da altura da sapata.

Altura útil d da Sapata		
Método da Biela		
$d_{A_calculado}$ [cm]=	32,50	
$d_{B_calculado}$ [cm]=	32,50	
NBR 6118		
$h_{A_calculado}$ [cm]=	43,33	
$h_{B_calculado}$ [cm]=	43,33	
$h_{temporário}$ [cm]=	45,00	OK!
$d_{temporário}$ [cm]=	40,00	

Altura útil d da Sapata		
$d \geq l_{b_nec}$		OK!
$d_{adotado}$ [cm]=	40,00	
$h_{adotado}$ [cm]=	45,00	
$h_0_calculado$ [cm]=	15,00	
$h_0_adotado$ [cm]=	15,00	

Verificação do comprimento de ancoragem		
f_{ctd} [MPa]=	1,28	
n_1 =	2,25	
n_2 =	1,00	
n_3 =	1,00	
f_{bd} [MPa]=	2,89	
l_b [cm]=	37,67	OK!
l_{b_nec} [cm]=	37,67	OK!

Fonte: Elaborado pelo autor.

A verificação da compressão diagonal das bielas é também calculada da mesma forma que no método da flexão. Portanto não será demonstrado novamente.

Por fim, calcula-se a armadura resistente à tração, que para o método das bielas, como demonstrado no item 2.2.2.6, resulta na mesma quantidade nas duas direções. Isso ocorre, porque se considera a sapata com abas iguais e, conseqüentemente, $A - a_p = B - b_p$.

Utilizando-se a Eq. 2.34 e Eq. 2.36, obtém-se o seguinte resultado para armadura de flexão da sapata (Figura 96).

$$T_x = T_y = \frac{P}{8} \times \frac{(A - a_p)}{d} = \frac{700}{8} \times \frac{(1,60 - 0,30)}{0,40} = 284,38 \text{ KN} \quad \text{Eq. 3.21}$$

$$A_{sx} = A_{sy} = A_{s,A} = \frac{T_{xd}}{f_{yd}} = \frac{1,4 \times 284,38}{500/1,15} = 9,16 \text{ cm}^2 \quad \text{Eq. 3.22}$$

Figura 96- Dimensionamento à flexão.

Dimensionamento à flexão	
Tx [KN]=	284,38
Ty [KN]=	284,38
Balanços iguais, forças iguais.	
As_A [cm²]=	9,16
12 barras de Ø10,0mm	
As_B [cm²]=	9,16
12 barras de Ø10,0mm	

Fonte: Elaborado pelo autor.

Comprando os dois métodos, pode-se perceber que o método das bielas ($A_s = 9,16 \text{ cm}^2$) resultou em uma área de armadura levemente inferior ao método da flexão ($A_s = 9,48 \text{ cm}^2$). A pequena diferença entre os métodos pode ocorrer, pois são métodos diferentes, mesmo que ambos sejam válidos e muito utilizados. Mas pode-se afirmar que são métodos equivalentes devido ao valor muito próximo, o que já era esperado.

3.2 APLICAÇÃO DE DIMENSIONAMENTO DE SAPATA

Como dito anteriormente, a escolha do tipo de fundação depende de uma análise prévia do solo, porém o estudo desse assunto não pertence ao objetivo deste trabalho. Sendo assim, utilizar-se-á de uma planta de carga para o dimensionamento estrutural supondo que o solo possui condições adequadas para se dimensionar fundações rasas do tipo sapata.

No Anexo B deste trabalho está disponibilizado a planta de cargas de uma edificação e as locações dos pilares. Com essa planta, será escolhido duas sapatas para ser realizado o dimensionamento estrutural com base na revisão bibliográfica exposta anteriormente.

Para o solo onde será construído a edificação, será considerado uma tensão admissível de 0,50 MPa. O concreto a ser utilizado possui f_{ck} de 30 MPa e o aço será CA50.

3.2.1 Dimensionamento da sapata S59

Normalmente em projetos estruturais, a fundação (bloco ou sapata) é identificada utilizando sua inicial e um número que representa o número do pilar para o qual será

dimensionada a fundação. Nesse caso, a S59 será a sapata dimensionada para transmitir a carga do pilar P59 para o solo.

O pilar P59 é um pilar localizado na extremidade esquerda da edificação, com dimensões 25x74 cm e uma carga axial máxima de 2070 KN. Como não há informações sobre a extremidade do terreno, será suposto que o P59 encontra-se na extremidade do terreno.

Dessa forma, a solução adota para o dimensionamento da sapata S59, será uma sapata com viga de equilíbrio (ou viga alavanca) que tem a função de absorver o momento gerado pela excentricidade do P59. A viga de equilíbrio será dimensionada sobre as sapatas S59 e S60.

A sapata de divisa S59 trabalhará sob uma carga centrada denominada R_{P59} de valor diferente do aplicado pelo P59.

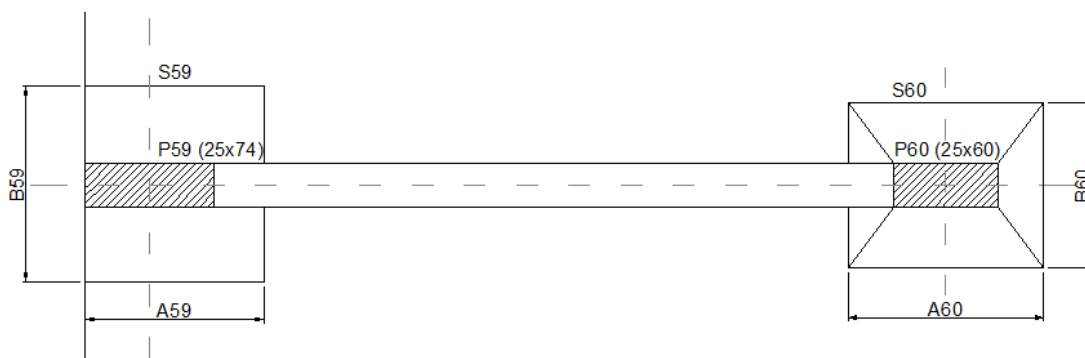
A Figura 97 ilustra os pilares P59 e P60 e a Figura 98 ilustra a planta baixa das sapatas S59 e S60.

Figura 97- Pilares P59 e P60.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 98- Sapatas S59 e S60.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Será suposto inicialmente que a sapata S59 é quadrada e com carga centrada $N_I=2070$ KN. Portanto a dimensão inicial B pode ser determinada como:

$$B = \sqrt{\frac{N_1}{\sigma_{adm}}} = \sqrt{\frac{2070}{500}} = 2,03 \text{ m} \quad \text{Eq. 3.23}$$

Adotar-se-á $B=2,05 \text{ m}$.

O valor de R_{P59} é obtido a partir do equilíbrio de momentos em relação ao centro do P60 ou da S60, visto que a sapata S60 será dimensionada como sapata isolada com carga centrada. O comprimento da viga será $665 + 37 = 702 \text{ cm}$ (665 cm da distância entre os eixos dos pilares e 37 cm da distância do eixo do P59 à divisa do terreno) e a distância entre o apoio virtual da esquerda onde ocorre a reação R_{P59} é dado por $702 - \frac{205}{2} = 599,5 \text{ cm}$. Pelo somatório de momentos no eixo do P60 tem-se:

$$R_{P59} \times \left(702 - \frac{205}{2}\right) = N_{59} \times 665 \quad \text{Eq. 3.24}$$

$$R_{P59} = 2.296,2 \text{ KN} \quad \text{Eq. 3.25}$$

Determinada a reação do solo no centro da sapata S59, deve-se calcular a dimensão final da sapata. Lembrando que foi adotado inicialmente uma sapata quadrada de lado 2,05 metros. A dimensão A_{59} da sapata não pode mais ser alterada, visto que o equilíbrio de momentos foi feito considerando essa dimensão. Portanto, para a dimensão final da sapata será adequado apenas a dimensão B_{59} .

$$B_{59} \geq \frac{R_{P59}}{\sigma_{adm} \times A_{59}} = \frac{2296,2}{500 \times 2,05} = 2,24 \text{ m} \quad \text{Eq. 3.26}$$

Adotar-se-á $A_{59}= 2,25 \text{ m}$.

E a tensão efetiva aplicada ao solo será:

$$\sigma_{ef} = \frac{2296,2}{2,25 \times 2,05} = 497,8 \text{ KPa} \quad \text{Eq. 3.27}$$

Definido as dimensões e a reação da sapata S59, continua-se o dimensionamento equivalente a uma sapata isolada com carga centrada R_{P59} .

Calcula-se a altura da sapata de modo que ela seja rígida através da Eq. 2.5. Deve-se verificar a altura nas duas direções da sapata, X e Y. Determinado a altura h pode-se calcular a menor altura útil d pela Eq. 2.10. Por fim, se verifica se a altura determinada é suficiente para ancorar a armadura que vem dos pilares.

$$h_x \geq \frac{(2,05-0,74)}{3} \geq 0,44 \text{ m} \quad \text{Eq. 3.28}$$

$$h_y \geq \frac{(2,25-0,25)}{3} \geq 0,67 \text{ m} \quad \text{Eq. 3.29}$$

Adotando a altura como múltiplo de 5, a altura será $h = 70 \text{ cm}$. Supondo que a armadura da sapata tenha diâmetro de 16 mm e o cobrimento seja de 4 cm, d será:

$$d = h - c - \phi - \phi/2 = 70 - 4 - 1,6 - \frac{1,6}{2} = 63,6 \text{ cm} \quad \text{Eq. 3.30}$$

Como a sapata é rígida não existe risco de ruptura por puncionamento. Basta a verificação das diagonais comprimidas do concreto. Calcula-se então a tensão de cisalhamento solicitante (Eq. 2.18) e compara-se com a tensão de cisalhamento resistente de cálculo (Eq. 2.17).

$$\tau_{Rd2} = 0,27 \times \left[1 - \frac{30}{250} \right] \times \frac{30}{1,4} = 5,09 \text{ MPa} \quad \text{Eq. 3.31}$$

$$\tau_{sd} = \frac{F_{sd}}{u \times d} = \frac{1,4 \times 2296,2}{1,98 \times 0,636} = 2,55 \text{ MPa} \quad \text{Eq. 3.32}$$

Como $\tau_{sd} \leq \tau_{Rd2}$, as bielas comprimidas de concreto estão seguras.

Por fim, calcula-se a armadura resistente à tração, nas direções X e Y.

O momento fletor a ser adota tem que ser maior que o momento mínimo. Caso o momento mínimo seja maior, a NBR 6118:2014 permite dimensionar uma estrutura considerando o dobro do momento fletor solicitante de cálculo, não sendo necessário, nesse caso, adotar a armadura mínima.

$$M_{xd} = 1,4 \times \frac{N}{24 \times A \times B} \times (A - a_p)^2 \times (2 \times B + b_p) \quad \text{Eq. 3.33}$$

$$M_{xd} = 1,4 \times \frac{2296,2}{24 \times 2,25 \times 2,05} \times (2,05 - 0,74)^2 \times (2 \times 2,25 + 0,25) \quad \text{Eq. 3.34}$$

$$M_{xd} = 236,72 \text{ KN.m} \quad \text{Eq. 3.35}$$

$$2 \times M_{xd} = 473,43 \text{ KN.m} \quad \text{Eq. 3.36}$$

$$M_{d,min} = 0,8 \times \frac{2,25 \times 0,70^2}{6} \times \left[1,3 \times 0,3 \times \left(30^{2/3} \right) \right] \times 10^3 = 553,52 \text{ KN.m} \quad \text{Eq. 3.37}$$

Sendo assim, a menor armadura na direção X que atenderá com segurança o dimensionamento será aquela dimensionada para o dobro do momento fletor solicitante. Utiliza-se a Eq. 2.21 e Eq. 2.22 para determinar a área de armadura.

$$k_c = \frac{25 \times 63,6^2}{47343} = 2,14 \quad \text{Eq. 3.38}$$

$$k_s = 0,027 \quad \text{Eq. 3.39}$$

$$A_{sx} = \frac{0,027 \times 47343}{63,6} = 20,10 \text{ cm}^2 \quad \text{Eq. 3.40}$$

Será adotado 17 barras de 12,5 mm espaçadas a cada 13 cm, distribuídas ao longo da dimensão $B=2,25 \text{ m}$.

De forma análoga, para a direção Y, tem-se:

$$M_{yd} = 1,4 \times \frac{N}{24 \times A \times B} \times (B - b_p)^2 \times (2 \times A + a_p) \quad \text{Eq. 3.41}$$

$$M_{yd} = 1,4 \times \frac{2296,2}{24 \times 2,25 \times 2,05} \times (2,25 - 0,25)^2 \times (2 \times 2,05 + 0,74) \quad \text{Eq. 3.42}$$

$$M_{yd} = 562,21 \text{ KN.m} \quad \text{Eq. 3.43}$$

$$M_{d,min} = 0,8 \times \frac{2,05 \times 0,70^2}{6} \times \left[1,3 \times 0,3 \times \left(30^{2/3} \right) \right] \times 10^3 = 504,31 \text{ KN.m} \quad \text{Eq. 3.44}$$

Sendo assim, a menor armadura na direção Y que atenderá com segurança o dimensionamento será aquela para o momento fletor solicitante. Utiliza-se a Eq. 2.23 e Eq. 2.24 para determinar a área de armadura.

$$k_c = \frac{74 \times 63,6^2}{56221} = 5,32 \quad \text{Eq. 3.45}$$

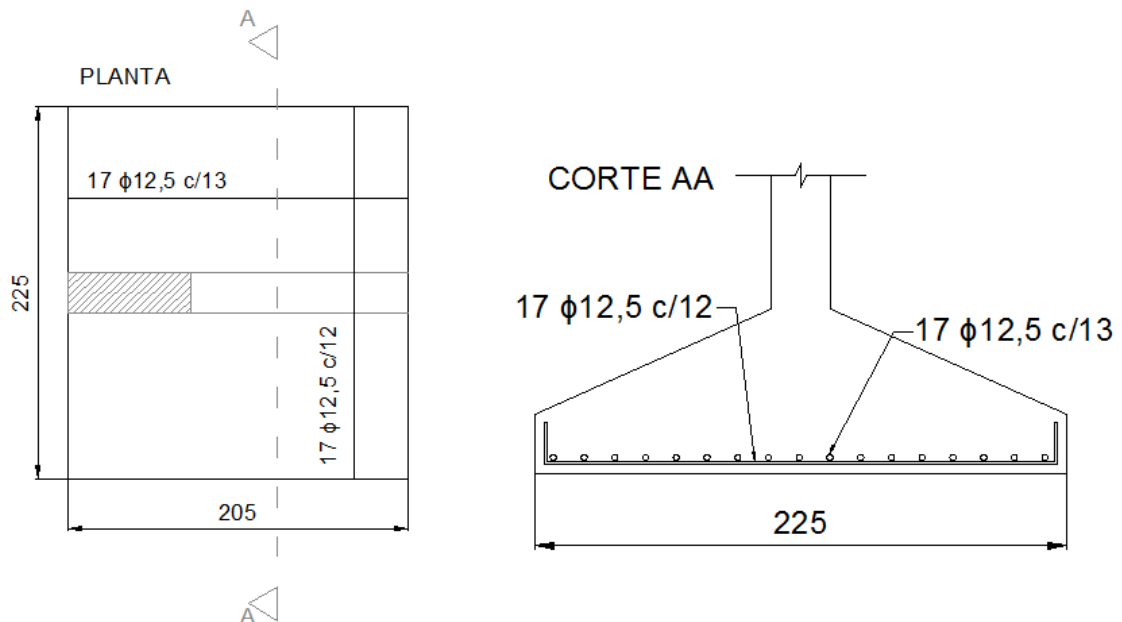
$$k_s = 0,024 \quad \text{Eq. 3.46}$$

$$A_{sx} = \frac{0,024 \times 56221}{63,6} = 21,22 \text{ cm}^2 \quad \text{Eq. 3.47}$$

Será adotado 17 barras de 12,5 mm espaçadas a cada 12 cm, distribuídas ao longo da dimensão $A=2,05 \text{ m}$.

A S59 está detalhada na Figura 99.

Figura 99- Detalhamento S59.



Fonte: Elaborado pelo autor.

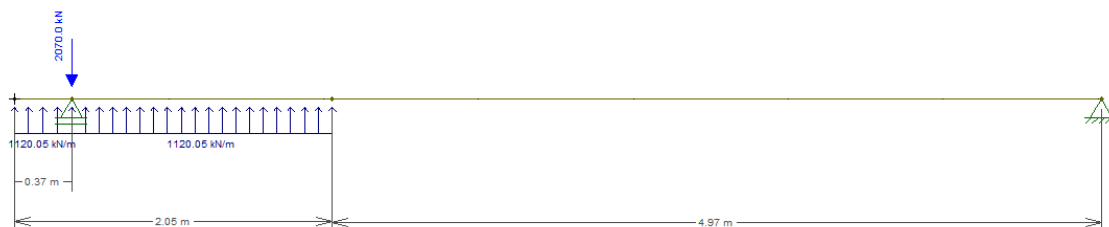
Para o dimensionamento estrutural da viga alavanca serão utilizados conceitos adquiridos na disciplina de Concreto Armado, referente ao dimensionamento de vigas, e que não foram explicados neste trabalho por não se encaixar dentro do escopo do mesmo.

Será adotado para a viga alavanca a largura de $b_w=30 \text{ cm}$. O dimensionamento da viga consiste em determinar a altura necessária junto aos pilares P59 e P60, o cálculo das armaduras de flexão e cisalhamento e as verificações necessárias, segundo a NBR 6118:2014.

Primeiramente determina-se maior o momento solicitante na viga. Para isso, calcula-se o diagrama de esforços cortantes (DEC) e de momento fletores (DMF).

A sapata S59 atua na viga alavanca como uma força distribuída que é obtida multiplicando a tensão efetiva da sapata no solo pela largura B . O diagrama de corpo livre da viga é representado na Figura 100.

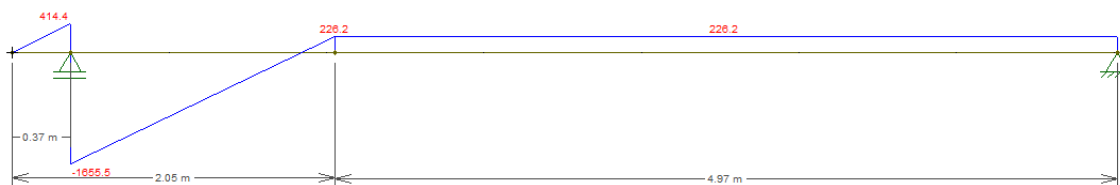
Figura 100 - Diagrama de corpo livre da viga alavanca.



Fonte: Elaborado pelo autor no software Ftool.

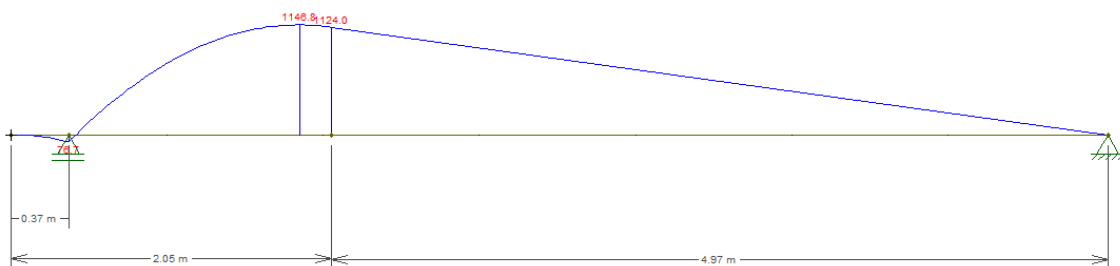
Calculando os esforços cortantes e os momentos fletores em cada seção da viga, obtêm-se os diagramas ilustrados nas Figura 101 e Figura 102.

Figura 101 - Diagrama de esforços cortantes.



Fonte: Elaborado pelo autor no software Ftool.

Figura 102 - Diagrama de momentos fletores.



Fonte: Elaborado pelo autor no software Ftool.

O máximo momento fletor ocorre na distância $x=1,85\text{ m}$, logo antes de acabar a sapata S59. Carvalho e Pinheiro (2009) recomenda que se utilize como momento fletor máximo o encontrado logo após o término da sapata, pois a sapata funciona como mesa de compressão para a viga alavanca formando uma seção T. Sendo assim, após a sapata a viga

não tem mais esse “apoio” da sapata. Portanto, o momento fletor máximo para o qual a viga alavanca será dimensionada será $M=1.124 \text{ KN.m}$.

Determinado o momento fletor, deve-se calcular a altura necessária para a viga alavanca. Sabe-se que para um dimensionamento da viga no domínio 3 com boa ductilidade, tem-se a relação $x/d \geq 0,45$. Pode-se calcular o d_{min} para resistir à flexão como:

$$d_{min} = \sqrt{\frac{M_{sd}}{0,85 \times f_{cd} \times b_w \times 0,2952}} = \sqrt{\frac{1,4 \times 1124}{0,85 \times 30 / 1,4 \times 10^3 \times 0,30 \times 0,2952}} = 0,99 \text{ m} \quad \text{Eq. 3.48}$$

Levando em consideração a ruptura por compressão diagonal, deve-se avaliar a altura útil da viga na seção de ambos os pilares, P59 e P60. Pelo diagrama dos esforços cortantes, sabe-se que na face do P60 o cortante na viga é 226,20 KN. Já na face do P59, deve-se fazer uma semelhança de triângulo no diagrama de esforços cortante, e será obtido o valor de 1.241,10 KN.

Sabe-se que a tensão resistente de cálculo é:

$$\tau_{Rd2} = 5,09 \text{ MPa} \quad \text{Eq. 3.49}$$

A tensão solicitante de cálculo na seção junto à face do P59 é:

$$\tau_{sd} = \frac{V_{sd}}{b_w \times d} = \frac{1,4 \times 1241,10}{0,30 \times d_{nec}} \quad \text{Eq. 3.50}$$

Fazendo $\tau_{sd} \leq \tau_{Rd2}$, tem-se:

$$d_{nec} \geq 1,14 \text{ m} \quad \text{Eq. 3.51}$$

A tensão solicitante de cálculo na seção junto à face do P60 é:

$$\tau_{sd} = \frac{V_{sd}}{b_w \times d} = \frac{1,4 \times 226,20}{0,30 \times d_{nec}} \quad \text{Eq. 3.1}$$

Fazendo $\tau_{sd} \leq \tau_{Rd2}$, tem-se:

$$d_{nec} \geq 0,21 \text{ m} \quad \text{Eq. 3.53}$$

Desse modo, a altura para a viga alavanca até o final da S59 será $d_{\text{útil},P59} = 1,15 \text{ m}$ e $h_{P59} = 1,21 \text{ m}$. E na face do P60 ter-se-á $d_{\text{útil},P60} = 0,25 \text{ m}$ e $h_{P59} = 0,31 \text{ m}$.

Para o dimensionamento da armadura de flexão, tem-se pela Eq. 2.21 e Eq. 2.22:

$$k_c = \frac{30 \times 115^2}{1,4 \times 112400} = 2,52 E \quad \text{Eq. 3.54}$$

$$k_s = 0,026 \quad \text{Eq. 3.55}$$

$$A_{sx} = \frac{0,026 \times 112400}{115} = 25,41 \text{ cm}^2 \quad \text{Eq. 3.56}$$

Será adotado 9 barras de 20,0 mm em toda parte superior da viga alavanca. Devem-se dimensionar as demais armaduras construtivas, assim como estribos necessários. Esse cálculo não será feito, pois não é o foco deste trabalho.

A sapata S60 será dimensionada como uma sapata isolada com carga axial centrada. Devido a viga de equilíbrio, existe um “alívio” a ser considerado no dimensionamento da sapata interna S60. Carvalho e Pinheiro (2009) recomendam a consideração do alívio de forma integral. Já Falconi et al (1998) recomenda o uso de metade desse alívio. Para este exemplo, a favor da segurança, não será considerado o alívio, e S60 será dimensionada para a força axial de $N_{60}=1921 \text{ KN}$.

Pela Eq. 2.8 consegue-se determinar a área necessária da sapata para que a tensão no solo seja maior que a tensão admissível. Admitindo que a sapata seja de abas iguais, pode-se utilizar a Eq. 2.3 para estimar a dimensão B da sapata e, posteriormente a dimensão A .

$$S_{sap} = \frac{N}{\bar{\sigma}_{solo}} = \frac{1921}{0,5 \times 10^3} = 3,84 \text{ m}^2 \quad \text{Eq. 3.57}$$

$$B = \frac{1}{2} \times (0,25 - 0,60) + \sqrt{\frac{1}{4} \times (0,25 - 0,60)^2 + 3,84} = 1,79 \text{ m} \quad \text{Eq. 3.58}$$

Será adotado $B=1,80 \text{ m}$. E, conseqüentemente, $A=2,15 \text{ m}$.

Determinado as dimensões em planta, calcula-se a altura da sapata de modo que ela seja rígida através da Eq. 2.5. Deve-se verificar a altura nas duas direções da sapata, X e Y,

mas como é uma sapata de carga centrada com abas iguais, o cálculo em ambas as direções resultarão na mesma altura. Determinado a altura h pode-se calcular a menor altura útil d pela Eq. 2.10. Por fim, se verifica se a altura determinada é suficiente para ancorar a armadura que vem dos pilares.

$$h \geq \frac{(2,15-0,60)}{3} \geq 0,52 \text{ m} \quad \text{Eq. 3.59}$$

Adotando a altura como múltiplo de 5, a altura será $h = 55 \text{ cm}$. Considerando uma armadura com diâmetro de 16,0 mm d será:

$$d = h - c - \phi - \phi/2 = 55 - 4 - 1,6 - \frac{1,6}{2} = 48,60 \text{ cm} \quad \text{Eq. 3.60}$$

Deve-se então calcular o comprimento de ancoragem da armadura do pilar, considerando armadura de 12,5 mm de diâmetro, para verificar se a altura útil d adotado é suficiente.

$$f_{ctd} = \frac{0,7 \times 0,3 \times (30^{2/3})}{1,4} = 1,45 \text{ MPa} \quad \text{Eq. 3.61}$$

$$f_{bd} = 2,25 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,45 = 3,26 \text{ MPa} \quad \text{Eq. 3.62}$$

$$l_b = \frac{1,25}{4} \times \frac{500/1,15}{3,26} = 41,7 \text{ cm} \quad \text{Eq. 3.63}$$

Como d é maior do que l_b pode-se continuar o dimensionamento.

Além da determinação das alturas, também se deve verificar o ângulo de inclinação alfa da sapata pela Eq. 2.6.

$$\alpha = \text{tg}^{-1} \left[\frac{55}{(215-60)/2} \right] = 35,36^\circ \quad \text{Eq. 3.64}$$

O ângulo alfa mede $35,36^\circ$, que atende o exigido pela Eq. 2.7.

Como a sapata é rígida não existe risco de ruptura por puncionamento. Basta a verificação das diagonais comprimidas do concreto. Calcula-se então a tensão de

cisalhamento solicitante (Eq. 2.18) e compara-se com a tensão de cisalhamento resistente de cálculo (Eq. 2.17).

$$\tau_{Rd2} = 5,09 \text{ MPa} \quad \text{Eq. 3.65}$$

$$\tau_{sd} = \frac{F_{sd}}{u \times d} = \frac{1,4 \times 1921}{1,70 \times 0,486} = 3,26 \text{ MPa} \quad \text{Eq. 3.66}$$

Como $\tau_{sd} \leq \tau_{Rd2}$, as bielas comprimidas de concreto estão seguras.

Por fim, calcula-se a armadura resistente à tração, nas direções X e Y.

O momento fletor a ser adota tem que ser maior que o momento mínimo. Caso o momento mínimo seja maior, a NBR 6118:2014 permite dimensionar uma estrutura considerando o dobro do momento fletor solicitante de cálculo, não sendo necessário, nesse caso, adotar a armadura mínima.

$$M_{xd} = 1,4 \times \frac{1921}{24 \times 2,15 \times 1,80} \times (2,15 - 0,60)^2 \times (2 \times 1,80 + 0,25) \quad \text{Eq. 3.67}$$

$$M_{xd} = 267,83 \text{ KN.m} \quad \text{Eq. 3.68}$$

$$2 \times M_{xd} = 535,66 \text{ KN.m} \quad \text{Eq. 3.69}$$

$$M_{d,min} = 0,8 \times \frac{1,80 \times 0,55^2}{6} \times \left[1,3 \times 0,3 \times \left(30^{2/3} \right) \right] \times 10^3 = 273,37 \text{ KN.m} \quad \text{Eq. 3.70}$$

Sendo assim, a menor armadura na direção X que atenderá com segurança o dimensionamento será aquela dimensionada para momento mínimo. Utiliza-se a Eq. 2.21 e Eq. 2.22 para determinar a área de armadura.

$$k_c = \frac{25 \times 48,6^2}{27337} = 2,16 \quad \text{Eq. 3.71}$$

$$k_s = 0,027 \quad \text{Eq. 3.72}$$

$$A_{sx} = \frac{0,027 \times 27337}{48,6} = 15,19 \text{ cm}^2 \quad \text{Eq. 3.73}$$

Será adotado 13 barras de 12,5 mm espaçadas a cada 13,5 cm, distribuídas ao longo da dimensão $B=1,80\text{ m}$.

De forma análoga, para a direção Y, tem-se:

$$M_{yd} = 1,4 \times \frac{1921}{24 \times 2,15 \times 1,80} \times (1,80 - 0,25)^2 \times (2 \times 2,15 + 0,60) \quad \text{Eq. 3.74}$$

$$M_{yd} = 340,87 \text{ KN.m} \quad \text{Eq. 3.75}$$

$$M_{d,min} = 0,8 \times \frac{2,15 \times 0,55^2}{6} \times \left[1,3 \times 0,3 \times \left(30^{2/3} \right) \right] \times 10^3 = 326,52 \text{ KN.m} \quad \text{Eq. 3.76}$$

Sendo assim, a menor armadura na direção Y que atenderá com segurança o dimensionamento será aquela para o momento fletor solicitante. Utiliza-se a Eq. 2.23 e Eq. 2.24 para determinar a área de armadura.

$$k_c = \frac{60 \times 48,6^2}{34087} = 4,16 \quad \text{Eq. 3.77}$$

$$k_s = 0,025 \quad \text{Eq. 3.78}$$

$$A_{sx} = \frac{0,025 \times 56221}{48,6} = 17,53 \text{ cm}^2 \quad \text{Eq. 3.79}$$

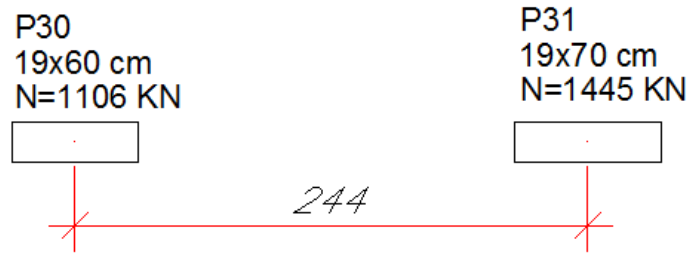
Será adotado 15 barras de 12,5 mm espaçadas a cada 14 cm, distribuídas ao longo da dimensão $A=2,15\text{ m}$.

3.2.2 Dimensionamento da sapata S30 e S31

Os pilares P30 e P31 são pilares próximos um do outro com uma distância entre os seis eixos de 2,44 metros. Além disso, as cargas axiais N_{30} e N_{31} são cargas não muito distintas. Portanto, foi decidido utilizar uma sapata associada com base retangular para transmitir a carga dos pilares ao solo, conforme explicado no item 2.2.2.7.

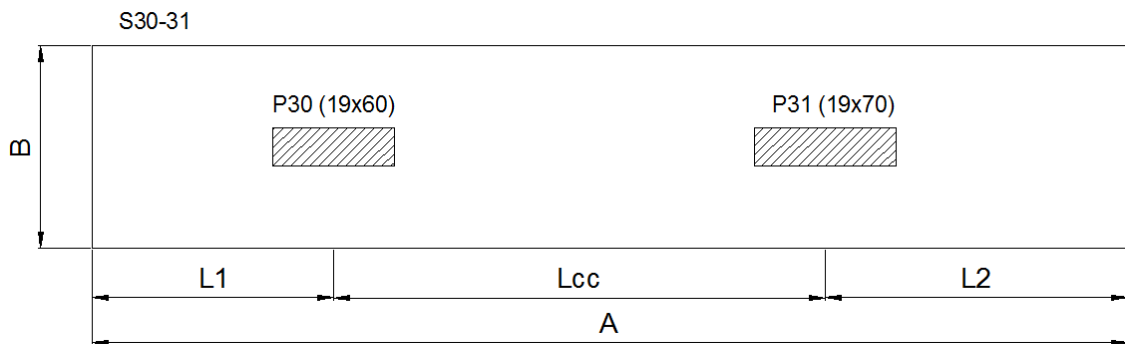
A Figura 103 ilustra os pilares P30 e P31 e Figura 104 a ilustra a planta baixa das sapatas S30 e S31.

Figura 103- Pilares P30 e P31.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 104- Sapata associada S30-31.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Sabe-se pela planta de locação dos pilares que a $l_{cc} = 2,44 \text{ m}$.

Será adotado uma largura fixa para sapata $B=1,00 \text{ m}$. Sabe-se também que as cargas axiais dos pilares são distintas. Desse modo, o dimensionamento de enquadra na primeira situação, com cargas axiais distintas e largura previamente fixada.

Para determinar o comprimento A da sapata associada, deve-se determinar o centro de cargas \bar{x} no qual atua a reação R pela Eq. 2.38:

$$R = N_{30} + N_{31} = 1106 + 1445 = 2.551 \text{ KN} \quad \text{Eq. 3.80}$$

Calculando o somatório dos momentos em relação ao centro do P_{30} , tem-se:

$$\bar{x} = \frac{N_{31}}{R} \times l_{cc} = \frac{1445}{2551} \times 2,44 = 1,38 \text{ m} \quad \text{Eq. 3.81}$$

As dimensões l_1 , l_2 e A são definidas pela Eq. 2.41, Eq. 2.42 e Eq. 2.43.

$$l_1 = \frac{R}{2 \times B \times \sigma_{adm}} - \frac{N_{31}}{R} \times l_{cc} = \frac{2551}{2 \times 1,0 \times 500} - \frac{1445}{2551} \times 2,44 = 1,17 \text{ m} \quad \text{Eq. 3.82}$$

$$l_2 = \frac{R}{2 \times B \times \sigma_{adm}} - \frac{N_{30}}{R} \times l_{cc} = \frac{2551}{2 \times 1,0 \times 500} - \frac{1106}{2551} \times 2,44 = 149 \text{ m} \quad \text{Eq. 3.83}$$

Será adotado $l_1 = 1,20 \text{ m}$ e $l_2 = 1,50 \text{ m}$. Portanto, o comprimento A é:

$$A = l_1 + l_{cc} + l_2 = 1,20 + 2,44 + 1,50 = 5,14 \text{ m} \quad \text{Eq. 3.84}$$

Com as dimensões da sapata determinadas, calcula-se a tensão efetiva no solo.

$$\sigma_{ef,solo} = \frac{1106+1445}{1,00 \times 5,14} = 496,3 \text{ KPa} \quad \text{Eq. 3.85}$$

Calcula-se a altura da mesma de modo que ela seja rígida. Os balanços da sapata serão $c_{30} = (1,20 - 0,60/2) = 0,90 \text{ m}$ e $c_{31} = (1,50 - 0,70/2) = 1,15 \text{ m}$. Para esse modelo de sapata, altura pode ser determinada pela Eq. 2.52.

$$h \geq \frac{2 \times c_M}{3} = \frac{2 \times 1,15}{3} = 0,77 \text{ m} \quad \text{Eq. 3.86}$$

Adotar-se-á uma altura $h=0,80 \text{ m}$. Considerando uma armadura com diâmetro de 16,0 mm d será:

$$d = h - c - \phi - \frac{\phi}{2} = 80 - 4 - 1,6 - \frac{1,6}{2} = 73,6 \text{ cm} \quad \text{Eq. 3.87}$$

Para o dimensionamento à flexão da sapata associada, primeiramente faz-se o cálculo da armadura na direção longitudinal (direção X) analisando a sapata como se fosse uma viga na qual a tensão do solo é decomposta como uma carga distribuída ao longo do comprimento A. As cargas axiais dos pilares também são consideradas cargas distribuídas.

A carga distribuída pode ser determinada pela Eq. 2.54.

$$\bar{p}_A = \sigma_{ef,solo} \times B = 496,3 \times 1,00 = 496,3 \text{ KN/m} \quad \text{Eq. 3.88}$$

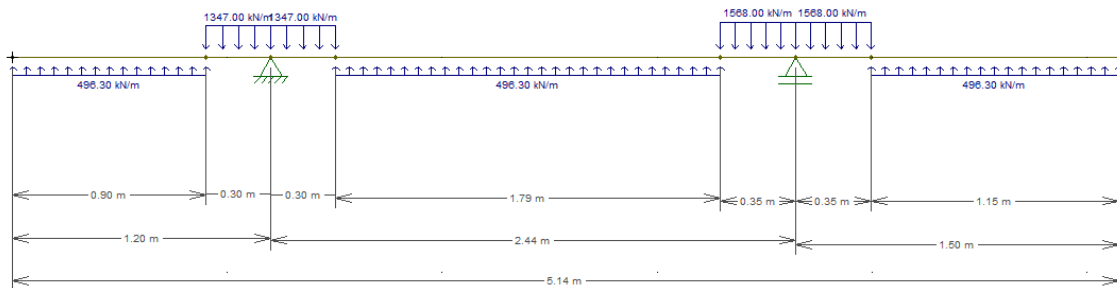
As cargas distribuídas dos pilares P30 e P31 são, respectivamente, q_{30} e q_{31} .

$$q_{30} = \frac{1106}{0,60} = 1.843,3 \text{ KN/m} \quad \text{Eq. 3.89}$$

$$q_{31} = \frac{1445}{0,70} = 2.064,3 \text{ KN/m} \quad \text{Eq. 3.90}$$

O diagrama de corpo livre da sapata é representado na Figura 105.

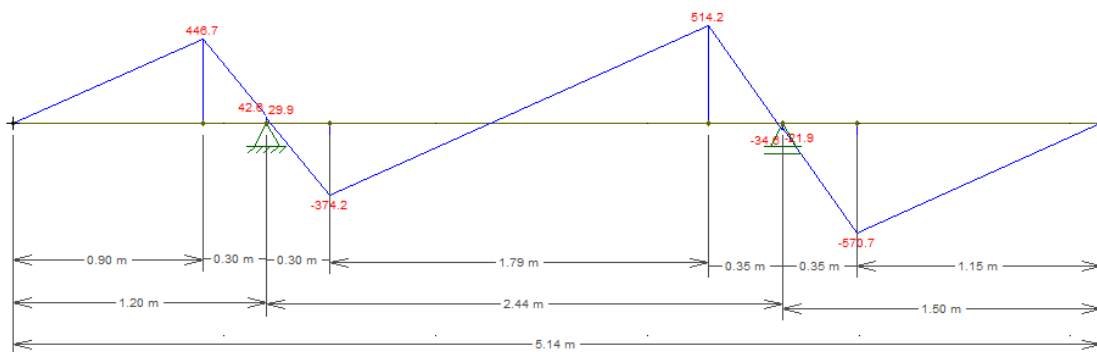
Figura 105 - Diagrama de corpo livre da sapata associada.



Fonte: Elaborado pelo autor no software Ftool.

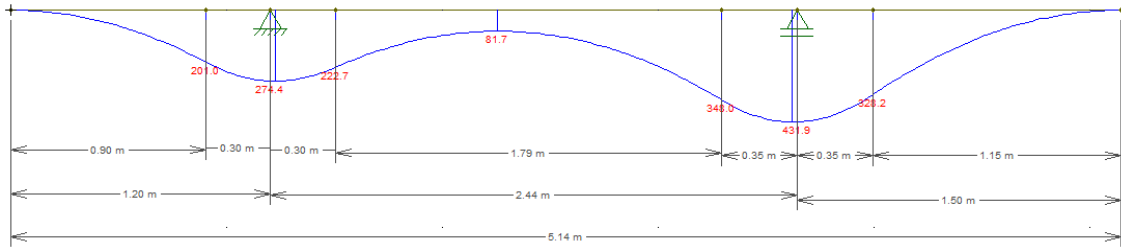
Calculando os esforços cortantes e os momentos fletores em cada seção da sapata, obtêm-se os diagramas ilustrados nas Figura 106 e Figura 107.

Figura 106 - Diagrama de esforços cortantes.



Fonte: Elaborado pelo autor no software Ftool.

Figura 107 - Diagrama de momentos fletores.



Fonte: Elaborado pelo autor no software Ftool.

O maior momento fletor solicitante é 431,9 KN.m. Sendo assim, será dimensionado uma armadura positiva para resistir ao momento solicitante e uma armadura negativa mínima construtiva.

$$M_{xd} = 1,4 \times 431,9 = 604,67 \text{ KN.m} \quad \text{Eq. 3.91}$$

$$M_{d,min} = 0,8 \times \frac{1,0 \times 0,80^2}{6} \times \left[1,3 \times 0,3 \times \left(30^{2/3} \right) \right] \times 10^3 = 321,3 \text{ KN.m} \quad \text{Eq. 3.92}$$

$$\rho_{min} = 0,0015 \times 100 \times 80 = 12 \text{ cm}^2 \quad \text{Eq. 3.93}$$

Sendo assim, a menor armadura na direção X que atenderá com segurança o dimensionamento será aquela para o momento fletor solicitante. Utiliza-se a Eq. 2.21 e Eq. 2.22 para determinar a área de armadura.

$$k_c = \frac{100 \times 73,6^2}{60467} = 8,96 \quad \text{Eq. 3.94}$$

$$k_s = 0,024 \quad \text{Eq. 3.95}$$

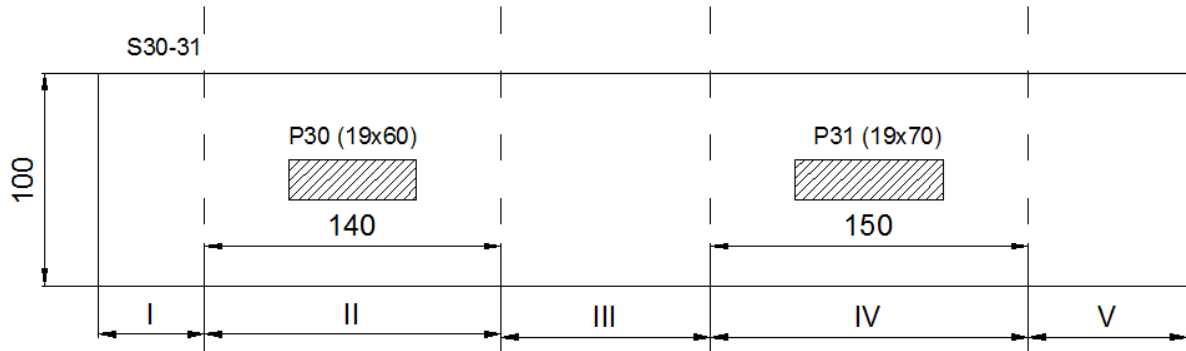
$$A_{sx} = \frac{0,024 \times 60467}{73,6} = 19,72 \text{ cm}^2 \quad \text{Eq. 3.96}$$

Será adotado 10 barras de 16,0 mm espaçadas a cada 10 cm, distribuídas ao longo da dimensão $B=1,00 \text{ m}$.

Para o cálculo da armadura transversal, determina-se uma viga fictícia sob cada pilar com largura $d/2$ além das faces do pilar.

A Figura 108 ilustra a dimensão das vigas fictícias.

Figura 108 – Vigas fictícias sob cada pilar da sapata associada.



Fonte: Elaborado pelo autor no software Ftool.

Para a região II da sapata, será dimensionado como uma viga sob uma carga distribuída dada por:

$$q_{P30} = \frac{N_{30}}{B} = \frac{1106}{1,00} = 1.106,0 \text{ KN/m} \quad \text{Eq. 3.97}$$

E o momento solicitante:

$$M_{s,30} = q_{P30} \times \frac{(B-b_{p30})^2}{8} = 1106 \times \frac{(1,0-0,19)^2}{8} = 90,70 \text{ KN.m} \quad \text{Eq. 3.98}$$

$$A_s = \frac{\gamma_f \times M_{sd,30}}{f_{yd} \times 0,85 \times d} = \frac{1,4 \times 90,70}{\frac{500}{1,15} \times 0,85 \times 0,736} = 4,67 \text{ cm}^2 \quad \text{Eq. 3.99}$$

De forma análoga, para a região IV, tem-se:

$$q_{P31} = \frac{N_{31}}{B} = \frac{1445}{1,00} = 1.445,0 \text{ KN/m} \quad \text{Eq. 3.100}$$

E o momento solicitante:

$$M_{s,31} = q_{P31} \times \frac{(B-b_{p31})^2}{8} = 1445 \times \frac{(1,0-0,19)^2}{8} = 93,90 \text{ KN.m} \quad \text{Eq. 3.101}$$

$$A_s = \frac{\gamma_f \times M_{sd,30}}{f_{yd} \times 0,85 \times d} = \frac{1,4 \times 93,90}{\frac{500}{1,15} \times 0,85 \times 0,736} = 4,83 \text{ cm}^2 \quad \text{Eq. 3.102}$$

As armaduras mínimas para as regiões transversais da sapata são:

$$\rho_{min,I} = 0,0015 \times 50 \times 80 = 6 \text{ cm}^2 \quad \text{Eq. 3.103}$$

$$\frac{\rho_{min,I}}{m} = \frac{6}{0,5} = 12 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{Eq. 3.104}$$

$$\rho_{min,II} = 0,0015 \times 140 \times 80 = 16,8 \text{ cm}^2 \quad \text{Eq. 3.105}$$

$$\frac{\rho_{min,II}}{m} = \frac{16,8}{1,40} = 12 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{Eq. 3.106}$$

Consequentemente, a armadura mínima da seção transversal é $12 \text{ cm}^2/\text{m}$. E, será adotado, para toda direção transversal, armadura de diâmetro 10,0 mm c/10,0 cm.

4 DIMENSIONAMENTO DE BLOCOS DE COROAMENTO

Nesse capítulo será apresentando uma planta de carga e locação de pilares da qual serão escolhidos três pilares para aplicar os métodos de dimensionamento de blocos de coroamento vistos com base na teoria expostas no capítulo 2. Será apresentado o dimensionamento para blocos sobre duas, três e quatros estacas.

O objetivo é exemplificar de forma prática o processo de decisão de variáveis e dimensionamento das armaduras necessárias para suportar os esforços nos quais um bloco de coroamento pode estar solicitado.

4.1 APLICAÇÃO DE DIMENSIONAMENTO DE BLOCO

No Anexo B está a planta de cargas e locação de pilares de uma edificação. Partindo do princípio que, para esta edificação, foi escolhida a execução de fundação profunda por estaca, no Anexo C será apresentada a planta de locação dos blocos de coroamento das estacas.

Com base na locação dos pilares, será feito o dimensionamento dos blocos de coroamento B28, B69 e B70.

O concreto a ser utilizado possui f_{ck} de 30 MPa e o aço será CA50.

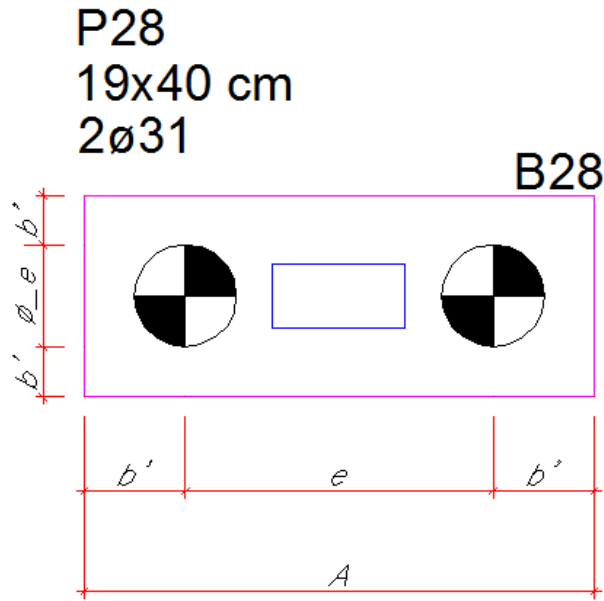
4.1.1 Dimensionamento do bloco B28

O bloco de coroamento B28 será dimensionado para transmitir os esforços do pilar P28 para as estacas e estas, posteriormente, para o solo. O pilar P28 com dimensões 19x40 cm e uma carga axial máxima de 937 KN.

Para suportar a carga do P28 foi determinado duas estacas com diâmetro de 31 cm cada.

A Figura 109 ilustra o P28 e o B28.

Figura 109- Pilares P28 e bloco B28.



Fonte: Elaborado pelo autor.

A distância entre os eixos das estacas será adota igual a três vezes o seu diâmetro, ou seja, $e = 3 \times \phi_e = 93 \text{ cm}$. O afastamento da estaca à face do bloco será adotado o valor indicado por Spernau (s.d.), $b' = 10 \text{ cm}$.

Portanto as dimensões do bloco serão:

$$A = e + \phi_e + 2 \times b' = 0,93 + 0,31 + 2 \times 0,10 = 1,44 \text{ m} \quad \text{Eq. 4.1}$$

$$B = \phi_e + 2 \times b' = 0,31 + 2 \times 0,10 = 0,51 \text{ m} \quad \text{Eq. 4.2}$$

Será adotado dimensões múltiplas 5, sendo $A=1,45 \text{ m}$ e $B=0,55 \text{ m}$.

Determinado as dimensões em planta, calcula-se a altura útil d da sapata de modo que o ângulo de inclinação da biela atenda ao intervalo $45^\circ \leq \alpha \leq 55^\circ$. Os valores máximos e mínimos de d podem ser determinados pela Eq. 2.100.

$$d_{min} = \frac{1}{2} \times (93 - 40/2) = 36,50 \text{ cm} \quad \text{Eq. 4.3}$$

$$d_{max} = 0,714 \times (93 - 40/2) = 52,12 \text{ cm} \quad \text{Eq. 4.4}$$

Será adotada uma altura útil $d=40 \text{ cm}$.

Deve-se então calcular o comprimento de ancoragem da armadura do pilar, considerada com diâmetro de 1,25 mm, para verificar se a altura útil d adotado é suficiente.

$$f_{ctd} = \frac{0,7 \times 0,3 \times (30^{2/3})}{1,4} = 1,45 \text{ MPa} \quad \text{Eq. 4.5}$$

$$f_{bd} = 2,25 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,28 = 3,26 \text{ MPa} \quad \text{Eq. 4.6}$$

$$l_b = \frac{1,25}{4} \times \frac{500 / 1,15}{3,26} = 41,34 \text{ cm} \quad \text{Eq. 4.7}$$

Como d é menor do que l_b deve-se aumentar o d adotado. Será adotada uma nova altura útil $d=45 \text{ cm}$. Já para a altura do bloco h , deve-se considerar a linha neutra da armadura principal que será colocada sobre os blocos e também o embutimento da estaca no bloco de 10 cm. Portanto:

$$h = d + 10 + \phi_p / 2 = 45 + 10 + 1,25 / 2 = 55,6 \text{ cm} \quad \text{Eq. 4.8}$$

Será adotado $h=56 \text{ cm}$.

Além da determinação das alturas, também se deve verificar o ângulo de inclinação alfa das bielas de compressão do concreto.

$$\alpha = \text{tg}^{-1} \left[\frac{45}{\left(\frac{93}{2} - \frac{40}{4} \right)} \right] = 50,95^\circ \quad \text{Eq. 4.9}$$

O ângulo alfa mede $50,95^\circ$ e está dentro do intervalo determinado.

Segundo o método das bielas, deve-se fazer a verificação das bielas comprimidas de concreto. A verificação deve ser feita na área da biela junto ao pilar e, também, junto à estaca. E, nos dois casos, a tensão de compressão calculada deve ser menor do que a tensão de compressão de cálculo limite.

A tensão limite é dada pela Eq. 2.103, enquanto a tensão de compressão solicitante de cálculo no pilar e na estaca é dada, respectivamente, pela Eq. 2.106 e Eq. 2.107.

$$\sigma_{cd,lim} = 1,4 \times 0,9 \times \frac{30}{1,4} = 27 \text{ MPa} \quad \text{Eq. 4.10}$$

$$\sigma_{cd,b,pil} = \frac{1,4 \times 937}{(0,19 \times 0,40) \times \sin(50,95^\circ)^2} = 28,62 \text{ MPa} \quad \text{Eq. 4.11}$$

$$\sigma_{cd,b,est} = \frac{1,4 \times 937}{2 \times \pi \times \frac{0,31^2}{4} \times \sin(50,95^\circ)^2} = 14,41 \text{ MPa} \quad \text{Eq. 4.11}$$

Como $\sigma_{cd,b,pil} > \sigma_{cd,lim}$, as bielas de compressão não estão seguras. Sendo assim, deve-se aumentar a altura útil d . Será adotado $d=50 \text{ cm}$ e $h=61 \text{ cm}$. Com as novas alturas, o novo ângulo de inclinação das bielas será $\alpha = 53,87^\circ$ e a nova tensão da biela junto ao pilar:

$$\sigma_{cd,b,pil} = \frac{1,4 \times 937}{(0,19 \times 0,40) \times \sin(53,87^\circ)^2} = 26,46 \text{ MPa} \quad \text{Eq. 4.13}$$

Agora, como $\sigma_{cd,b,pil} \leq \sigma_{cd,lim}$, pode-se garantir a segurança das bielas de compressão.

Após a verificação das bielas de concreto, faz-se o dimensionamento da armadura principal de tração.

A área da armadura principal para o bloco sobre duas estacas pode ser determinada pela Eq. 2.109:

$$A_s = 1,15 \times \frac{1,4 \times 937}{8} \times \frac{(2 \times 0,93 - 0,40)}{0,50 \times \frac{500}{1,15}} = 12,66 \text{ cm}^2 \quad \text{Eq. 4.14}$$

Será adotado 5 barras de 20,0 mm espaçadas a cada 7 cm, dispostas longitudinalmente sobre as duas estacas.

Segundo a NBR 6118:2014, deve ser prevista uma armadura de malha positiva que deve resistir 20% dos esforços totais, uma armadura superior e uma armadura lateral (pele) construtiva. A área da armadura de malha será:

$$A_{s,malha} = \frac{12,66}{5} = 2,53 \text{ cm}^2 \quad \text{Eq. 4.15}$$

Será adotado 4 barras de 8,0 mm espaçadas a cada 15 cm, dispostas perpendicular à armadura principal de flexão, entre as estacas.

A armadura superior dada por:

$$A_{s,superior} = \frac{12,66}{5} = 2,53 \text{ cm}^2 \quad \text{Eq. 4.16}$$

Será adotado 4 barras de 8,0 mm espaçadas a cada 13 cm, dispostas na direção das duas estacas.

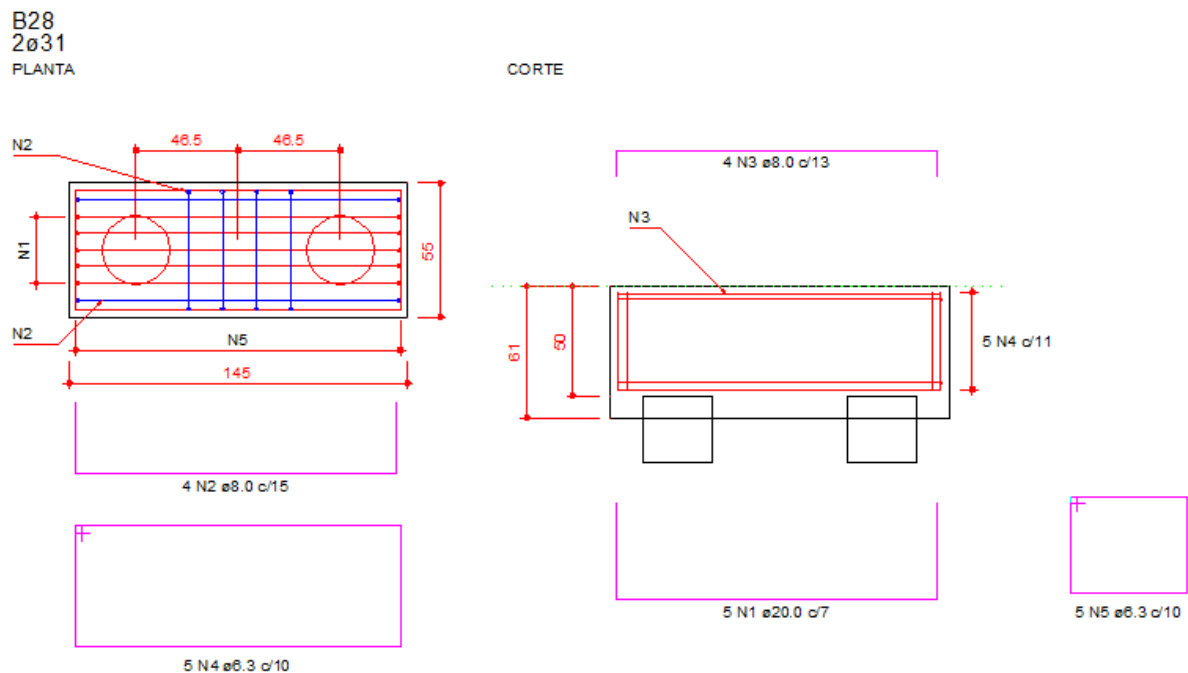
E a armadura de pele é calculada como:

$$A_{s,pele} = \frac{12,66}{8} = 1,58 \text{ cm}^2 \quad \text{Eq. 4.17}$$

Será adotado 5 barras de 6,3 mm em todas as faces espaçadas a cada 10 cm, dispostas em estribos horizontais.

A Figura 110 ilustra o detalhamento do bloco B28.

Figura 110- Detalhamento do bloco B28.



Fonte: Elaborado pelo autor.

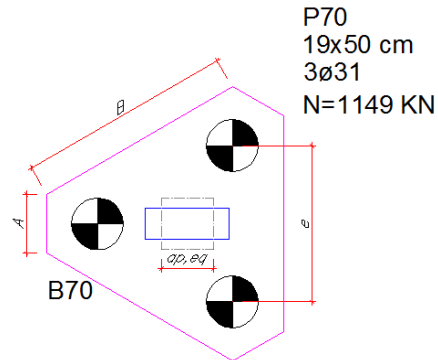
4.1.2 Dimensionamento do bloco B70

O bloco de coroamento B70 será dimensionado para transmitir os esforços do pilar P70 para as estacas e estas, posteriormente, para o solo. O pilar P70 com dimensões 19x50 cm e uma carga axial máxima de 1149 KN.

Para suportar a carga do P70 foi determinado três estacas com diâmetro de 31 cm cada. O dimensionamento de bloco de coroamento para três estacas foi feito para pilares quadrados. Como o pilar é retangular, deve-se adotar um pilar de seção quadrada equivalente, ou seja, $a_{p,eq} = \sqrt{a_p \times b_p} = \sqrt{19 \times 50} = 30,82 \text{ cm}$.

A Figura 111 Figura 109 ilustra o P70 e o B70.

Figura 111- Pilares P70 e bloco B70.



Fonte: Elaborado pelo autor.

A distância entre os eixos das estacas será adota igual a três vezes o seu diâmetro, ou seja, $e = 3 \times \phi_e = 93 \text{ cm}$. O afastamento da estaca à face do bloco será adotado o valor indicado por Spernau (s.d.), $b' = 10 \text{ cm}$.

Portanto as dimensões do bloco serão:

$$A = \frac{2}{\sqrt{3}} \times \left(\frac{\phi_e}{2} + b' \right) = \frac{2}{\sqrt{3}} \times \left(\frac{0,31}{2} + 0,10 \right) = 0,294 \text{ m} \quad \text{Eq. 4.18}$$

$$B = e + A = 0,93 + 0,294 = 1,22 \text{ m} \quad \text{Eq. 4.19}$$

Será adotado dimensões múltiplas 5, sendo $A=0,30 \text{ m}$ e $B=1,25 \text{ m}$.

Determinado as dimensões em planta, calcula-se a altura útil d da sapata de modo que o ângulo de inclinação da biela atenda ao intervalo $45^\circ \leq \alpha \leq 55^\circ$. Os valores máximos e mínimos de d podem ser determinados pela Eq. 2.114.

$$d_{min} = 0,58 \times \left(93 - \frac{30,82}{2} \right) = 45,00 \text{ cm} \quad \text{Eq. 4.20}$$

$$d_{max} = 0,825 \times \left(93 - \frac{30,82}{2} \right) = 64,01 \text{ cm} \quad \text{Eq. 4.21}$$

Será adotada uma altura útil $d=50\text{ cm}$.

Deve-se então calcular o comprimento de ancoragem da armadura do pilar, considerada com diâmetro de 1,25 mm, para verificar se a altura útil d adotado é suficiente.

$$f_{ctd} = \frac{0,7 \times 0,3 \times (30^{2/3})}{1,4} = 1,45\text{ MPa} \quad \text{Eq. 4.22}$$

$$f_{bd} = 2,25 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,28 = 3,26\text{ MPa} \quad \text{Eq. 4.23}$$

$$l_b = \frac{1,25}{4} \times \frac{500/1,15}{3,26} = 41,34\text{ cm} \quad \text{Eq. 4.24}$$

Como d é maior do que l_b pode-se prosseguir com o dimensionamento. Já para a altura do bloco h , deve-se considerar a linha neutra da armadura principal que será colocada sobre os blocos e também o embutimento da estaca no bloco de 10 cm. Portanto:

$$h = d + 10 + \phi_p/2 = 50 + 10 + 1,25/2 = 60,63\text{ cm} \quad \text{Eq. 4.25}$$

Será adotado $h=61\text{ cm}$.

Além da determinação das alturas, também se deve verificar o ângulo de inclinação alfa das bielas de compressão do concreto.

$$\alpha = \tan^{-1} \left[\frac{50}{\left(93 \times \frac{\sqrt{3}}{3} - 0,3 \times 30,82 \right)} \right] = 48,36^\circ \quad \text{Eq. 4.26}$$

O ângulo alfa mede $48,36^\circ$ e está dentro do intervalo determinado.

Segundo o método das bielas, deve-se fazer- a verificação das bielas comprimidas de concreto. A verificação deve ser feita na área da biela junto ao pilar e, também, junto à estaca. E, nos dois casos, a tensão de compressão calculada deve ser menor do que a tensão de compressão de cálculo limite.

A tensão limite é dada pela Eq. 2.115, enquanto a tensão de compressão solicitante de cálculo no pilar e na estaca é dada, respectivamente, pela Eq. 2.118 e Eq. 2.119.

$$\sigma_{cd,lim} = 1,75 \times 0,9 \times \frac{30}{1,4} = 33,75 \text{ MPa} \quad \text{Eq. 4.27}$$

$$\sigma_{cd,b,pil} = \frac{1,4 \times 1149}{(0,19 \times 0,50) \times \text{sen}(48,36^\circ)^2} = 30,32 \text{ MPa} \quad \text{Eq. 4.28}$$

$$\sigma_{cd,b,est} = \frac{1,4 \times 1149}{3 \times \pi \times \frac{0,31^2}{4} \times \text{sen}(48,36^\circ)^2} = 12,72 \text{ MPa} \quad \text{Eq. 4.29}$$

Como $\sigma_{cd,b,pil} \leq \sigma_{cd,lim}$ e $\sigma_{cd,b,est} \leq \sigma_{cd,lim}$, pode-se garantir a segurança das bielas de compressão.

Após a verificação das bielas de concreto, faz-se o dimensionamento da armadura principal de tração. Será dimensionado bloco de coroamento com armadura de tração paralela aos lados do bloco com uma malha positiva.

A área da armadura principal para o bloco sobre três estacas pode ser determinada pela Eq. 2.122.

$$A_{s,lado} = \frac{\sqrt{3}}{3} \times \frac{1,4 \times 1149}{9} \times \frac{(0,93 \times \sqrt{3} - 0,9 \times 0,3082)}{0,50 \times 500 / 1,15} = 6,33 \text{ cm}^2 \quad \text{Eq. 4.30}$$

Será adotado 4 barras de 16,0 mm espaçadas a cada 7 cm, dispostas longitudinalmente sobre as estacas e paralelo ao lado do bloco.

Segundo a NBR 6118:2014, deve ser prevista uma armadura de malha positiva que deve resistir 20% dos esforços totais, uma armadura superior e uma armadura lateral (pele) construtiva. A área da armadura de malha será:

$$A_{s,malha} = \frac{(3 \times 6,33)}{5} = 3,80 \text{ cm}^2 \quad \text{Eq. 4.31}$$

Será adotado 5 barras de 10,0 mm dispostas em malha positiva perpendicular nas duas direções.

A armadura superior dada por:

$$A_{s,superior} = \frac{(3 \times 6,33)}{5} = 3,80 \text{ cm}^2 \quad \text{Eq. 4.32}$$

Será adotado 7 barras de 6,30 mm dispostas em malha negativa perpendicular, em cada direção.

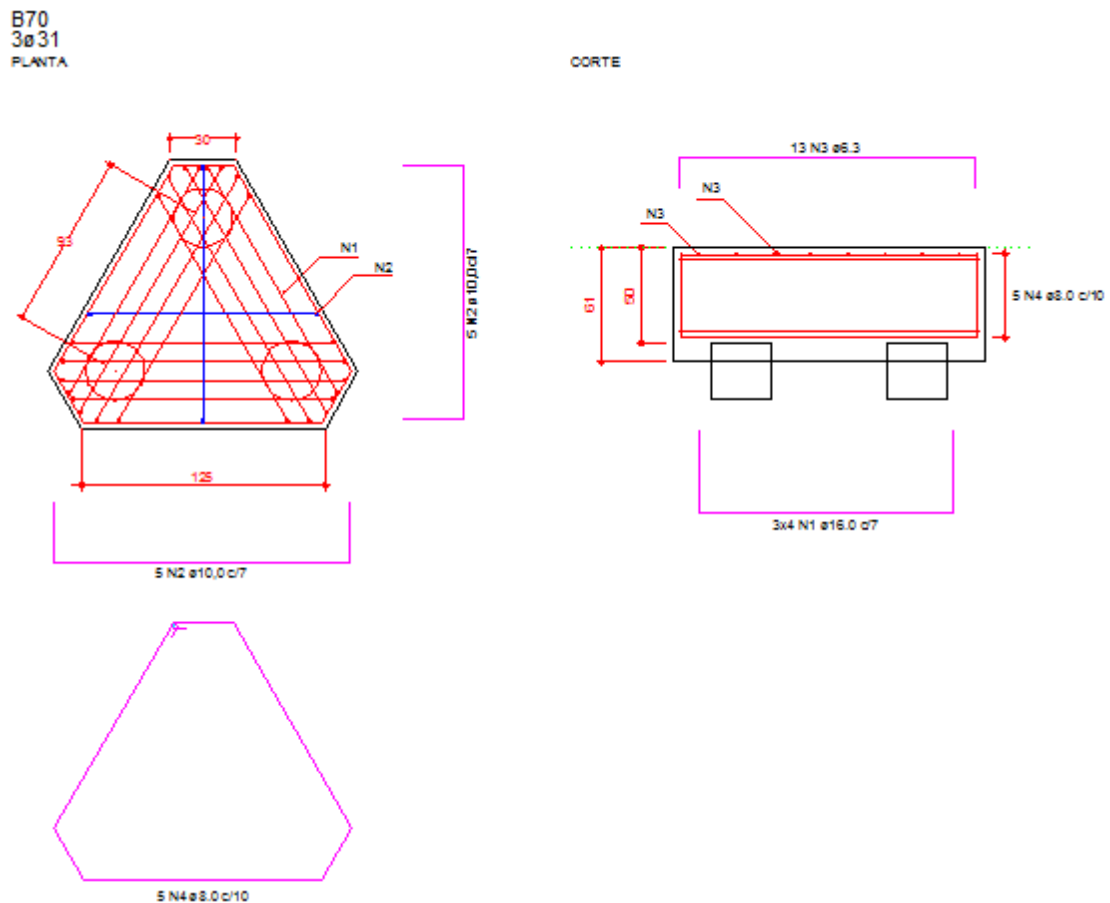
E a armadura de pele é calculada como:

$$A_{s,pele} = \frac{A_{s,total}}{8} = \frac{(3 \times 6,33)}{8} = 2,37 \text{ cm}^2 \quad \text{Eq. 4.33}$$

Será adotado 5 barras de 8,0 mm em todas as faces espaçadas a cada 10 cm, dispostas em estribos horizontais.

A Figura 112 ilustra o detalhamento do bloco B70.

Figura 112- Detalhamento do bloco B70.



Fonte: Elaborado pelo autor.

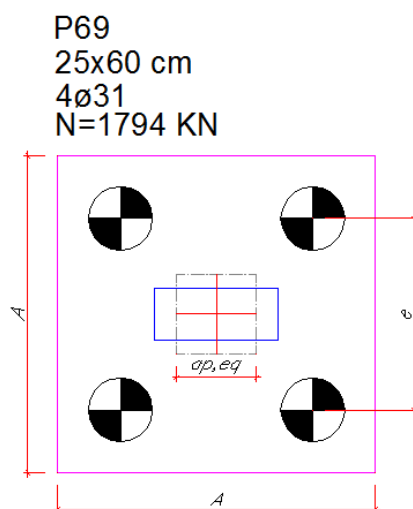
4.1.3 Dimensionamento do bloco B69

O bloco de coroamento B69 será dimensionado para transmitir os esforços do pilar P69 para as estacas e estas, posteriormente, para o solo. O pilar P69 com dimensões 25x60 cm e uma carga axial máxima de 1794 kN.

Para suportar a carga do P69 foi determinado quatro estacas com diâmetro de 31 cm cada. O dimensionamento de bloco de coroamento para quatro estacas foi feito para pilares quadrados. Como o pilar é retangular, deve-se adotar um pilar de seção quadrada equivalente, ou seja, $a_{p,eq} = \sqrt{a_p \times b_p} = \sqrt{25 \times 60} = 38,73 \text{ cm}$.

A Figura 113 ilustra o P69 e o B69.

Figura 113- Pilares P69 e bloco B69.



Fonte: Elaborado pelo autor.

A distância entre os eixos das estacas será adotada igual a três vezes o seu diâmetro, ou seja, $e = 3 \times \phi_e = 93 \text{ cm}$. O afastamento da estaca à face do bloco será adotado o valor indicado por Spernau (s.d.), $b' = 10 \text{ cm}$.

Portanto as dimensões do bloco serão:

$$A = e + \phi_e + 2 \times b' = 0,93 + 0,31 + 2 \times 0,10 = 1,45 \text{ m} \quad \text{Eq. 4.34}$$

Será adotado dimensões múltiplas 5, sendo $A = 1,45 \text{ m}$.

Determinado as dimensões em planta, calcula-se a altura útil d da sapata de modo que o ângulo de inclinação da biela atenda ao intervalo $45^\circ \leq \alpha \leq 55^\circ$. Os valores máximos e mínimos de d podem ser determinados pela Eq. 2.127.

$$d_{min} = 0,71 \times \left(93 - \frac{38,73}{2}\right) = 52,28 \text{ cm} \quad \text{Eq. 4.35}$$

$$d_{max} = \left(93 - \frac{38,73}{2}\right) = 73,64 \text{ cm} \quad \text{Eq. 4.36}$$

Será adotada uma altura útil $d=55 \text{ cm}$.

Deve-se então calcular o comprimento de ancoragem da armadura do pilar, considerada com diâmetro de 1,25 mm, para verificar se a altura útil d adotado é suficiente.

$$f_{ctd} = \frac{0,7 \times 0,3 \times (30^{2/3})}{1,4} = 1,45 \text{ MPa} \quad \text{Eq. 4.37}$$

$$f_{bd} = 2,25 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,28 = 3,26 \text{ MPa} \quad \text{Eq. 4.38}$$

$$l_b = \frac{1,25}{4} \times \frac{500/1,15}{3,26} = 41,34 \text{ cm} \quad \text{Eq. 4.39}$$

Como d é maior do que l_b , pode-se prosseguir com o dimensionamento. Já para a altura do bloco h , deve-se considerar a linha neutra da armadura principal que será colocada sobre os blocos e também o embutimento da estaca no bloco de 10 cm. Portanto:

$$h = d + 10 + \phi_p/2 = 55 + 10 + 1,25/2 = 65,62 \text{ cm}. \quad \text{Eq. 4.40}$$

Será adotado $h=66 \text{ cm}$.

Além da determinação das alturas, também se deve verificar o ângulo de inclinação α das bielas de compressão do concreto.

$$\alpha = \text{tg}^{-1} \left[\frac{55}{\left(93 \times \frac{\sqrt{2}}{2} - 38,73 \frac{\sqrt{2}}{4}\right)} \right] = 46,57^\circ \quad \text{Eq. 4.41}$$

O ângulo alfa mede 46,57° e está dentro do intervalo determinado.

Segundo o método das bielas, deve-se fazer- a verificação das bielas comprimidas de concreto. A verificação deve ser feito na área da biela junto ao pilar e, também, junto à estaca. E, nos dois casos, a tensão de compressão calculada deve ser menor do que a tensão de compressão de cálculo limite.

A tensão limite é dada pela Eq. 2.128, enquanto a tensão de compressão solicitante de cálculo no pilar e na estaca é dada, respectivamente, pela Eq. 2.131 e Eq. 2.132.

$$\sigma_{cd,lim} = 2,10 \times 0,9 \times \frac{30}{1,4} = 40,50 \text{ MPa} \quad \text{Eq. 4.42}$$

$$\sigma_{cd,b,pil} = \frac{1,4 \times 1794}{(0,25 \times 0,60) \times \text{sen}(46,57^\circ)^2} = 31,75 \text{ MPa} \quad \text{Eq. 4.43}$$

$$\sigma_{cd,b,est} = \frac{1,4 \times 1794}{4 \times \pi \times \frac{0,31^2}{4} \times \text{sen}(46,57^\circ)^2} = 15,77 \text{ MPa} \quad \text{Eq. 4.44}$$

Como $\sigma_{cd,b,pil} \leq \sigma_{cd,lim}$ e $\sigma_{cd,b,est} \leq \sigma_{cd,lim}$, pode-se garantir a segurança das bielas de compressão.

Após a verificação das bielas de concreto, faz-se o dimensionamento da armadura principal de tração. Será dimensionado bloco de coroamento com armadura de tração paralela aos lados do bloco com uma malha positiva.

A área da armadura principal para o bloco sobre três estacas pode ser determinada pela Eq. 2.139.

$$A_{s,lado} = \frac{1,4 \times 1794}{16} \times \frac{(2 \times 0,93 - 0,3873)}{0,55 \times \frac{500}{1,15}} = 9,67 \text{ cm}^2 \quad \text{Eq. 4.45}$$

Será adotado 5 barras de 16,0 mm espaçadas a cada 7 cm, dispostas longitudinalmente sobre as estacas e paralelo ao lado do bloco.

Segundo a NBR 6118:2014, deve ser prevista uma armadura de malha positiva que deve resistir 20% dos esforços totais, uma armadura superior e uma armadura lateral (pele) construtiva. A área da armadura de malha será:

$$A_{s,malha} = \frac{(4 \times 9,67)}{5} = 7,74 \text{ cm}^2 \quad \text{Eq. 4.46}$$

Será adotado 8 barras de 8,0 mm dispostas em malha positiva perpendicular, em cada direção.

A armadura superior dada por:

$$A_{s,superior} = \frac{(4 \times 9,67)}{5} = 7,74 \text{ cm}^2 \quad \text{Eq. 4.47}$$

Será adotado 8 barras de 8,0 mm dispostas em malha positiva perpendicular, em cada direção.

E a armadura de pele é calculada como:

$$A_{s,pele} = \frac{A_{s,total}}{8} = \frac{(4 \times 9,67)}{8} = 4,84 \text{ cm}^2 \quad \text{Eq. 4.48}$$

Será adotado 7 barras de 10,0 mm em todas as faces espaçadas a cada 7 cm, dispostas em estribos horizontais.

A Figura 114 ilustra o detalhamento do bloco B69.

5 CONCLUSÃO

Este trabalho alcançou o seu objetivo de se fazer um estudo, mesmo que ainda de maneira superficial dentro da realidade de aplicações que existe na Engenharia de fundações, sobre o dimensionamento estrutural de fundações rasas do tipo sapata e de blocos de coroamento de fundações profundas.

Consoante os objetivos propostos neste trabalho, inicialmente procurou-se esclarecer dois ramos importantes dentro da Engenharia de Fundações, a área geotécnica e a área estrutural. Nitidamente uma depende da outra para que se tenha o resultado esperado ao final de um projeto de dimensionamento. O conhecimento geotécnico foi explicado de uma forma breve contendo apenas algumas informações que eram necessárias para que se fizesse o estudo do dimensionamento estrutural

Dentro da área de conhecimento estrutural, foi realizado um estudo trazendo contribuições de diversos autores para que se pudesse adotar informações e métodos que já foram comprovados experimentalmente e que possuem um bom desempenho histórico, além de, sempre, atentar e obedecer as recomendações das normas brasileiras.

Para o dimensionamento das sapatas foi apresentado dois métodos de dimensionamento, Método da Flexão e Método da Biela. Enquanto para os blocos de coroamento foi utilizado o Método da Biela, que é o mais empregado. o Método da Flexão faz a análise do elemento estrutural baseando nos esforços internos do mesmo, através dos cálculos dos esforços cortantes e momento fletores e, com esses resultados, calcula-se as tensões de solicitações no elemento estrutural e, para que seja garantida a segurança, estas devem ser menor que as tensões limites que o elemento pode suportar. Já o Método das Bielas faz a análise do elemento estrutural através da analogia de uma treliça espacial, na qual se analisa os nós para encontrar os esforços nas bielas, parte da treliça que está submetida a tensões de compressão e nos tirantes, parte que é submetida à tensões de tração. Com essas informações, pode-se verificar a segurança nas bielas de compressão concreto (resistido pelo concreto) e calcular a área de armadura necessária para resistir aos esforços de tração.

Ao final foi feito um capítulo para que fosse aplicado todo o estudo e aprendizado adquirido durante esse trabalho. Iniciou-se com uma comparação entre os métodos para o dimensionamento de sapatas e concluiu-se que, embora sejam métodos distintos, o resultado obtido é muito próximo, o que já era esperado devido a ambos os métodos serem válidos e utilizados.

Ainda na aplicação dos dimensionamentos, utilizou-se uma planta de carga real de uma edificação na qual em um primeiro momento supôs-se solo suficientemente adequado para o dimensionamento fundações rasas do tipo sapata e foi realizado o dimensionamento estrutural para dois casos. Em um segundo momento, utilizando da mesma planta de carga e, agora, da locação de estacas desta edificação, fez-se o dimensionamento para três pilares distintos sendo blocos de duas, três e quatro estacas, com o intuito de abranger o maior conhecimento possível.

Por fim o objetivo de crescimento e formação profissional na área da Engenharia de Fundações, ainda que de forma não aprofundada, foi atingido e o fator principal que é a aplicação dos conhecimentos teóricos no meio prático foi exemplificado através dos casos estudados e projetados a partir da planta de carga real de uma edificação.

Como recomendação para trabalhos futuros sugere-se que sejam aprofundados os conhecimentos no ramo das fundações, como por exemplo, o dimensionamento de fundações do tipo Radier e também de fundações combinadas (ou mistas), o estudo de fundações flexíveis e a análise de determinação de tensões de resistência limites das bielas de compressão de concreto no método das bielas.

REFERÊNCIAS

- ALONSO, Urbano Rodriguez. **Exercícios de fundações**. 2. ed. São Paulo: Blucher, 2010.
- ALVA, Gerson Moacyr Sisniegas. **Projeto estrutural de blocos sobre estacas**. Santa Maria, 2007. Notas de Aula do Curso de Estruturas de Concreto da Universidade Federal de Santa Maria.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto: procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2010.
- BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **Sapatas de fundação**. Bauru, 2016. Notas de Aula do Curso de Estruturas de Concreto III da Faculdade de Engenharia da UNESP.
- BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **Blocos de fundação**. Bauru, 2017. Notas de Aula do Curso de Estruturas de Concreto III da Faculdade de Engenharia da UNESP.
- BRITO, José Luis Wey de. **Fundações do edifício**. São Paulo, EPUSP, 1987.
- CARVALHO, Roberto Chust; PINHEIRO, Libânio Miranda. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**: volume 2. São Paulo: Pini, 2009.
- CINTRA, José Carlos A.; AOKI, Nelson; ALBIERO, José Henrique. **Fundações diretas**: projeto geotécnico. São Paulo: Oficina de Textos, 2011.
- DA SILVA, Edja Laurindo. **Análise dos modelos estruturais para determinação dos esforços resistentes em sapatas isoladas**. 1998. 141 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1998.
- DÓRIA, Luis Eduardo Santos. **Projeto de estrutura de fundação em concreto do tipo radier**. 2007. 108 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Alagoas, Maceió, 2007.
- FALCONI, Frederico F. et al. **Fundações**: teoria e prática. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998.
- FUSCO, Péricles Brasiliense. **Técnicas de armar as estruturas de concreto**. 2. ed. São Paulo: Pini, 2013.
- LEONHARDT, Fritz; MÖNNING, Eduard. **Construções de Concreto**: volume 2: casos especiais de dimensionamento de estruturas de concreto armado. Rio de Janeiro: Interciência, 1978. Tradução de João Luís Escosteguy Merino.
- LEONHARDT, Fritz; MÖNNING, Eduard. **Construções de Concreto**: volume 3: princípios básicos sobre a armação de estruturas de concreto armado. Rio de Janeiro: Interciência, 1978. Tradução de João Luís Escosteguy Merino.

LONGO, Luis Felipe. **Modelo biela-tirante para blocos**. 2018. Disponível em: <<https://suporte.altoqi.com.br/hc/pt-br/articles/115004387994-Modelo-biela-tirante-para-blocos>>. Acesso em: 25 fev. 2018.

LOPES, Guilherme Martins. **Dimensionamento e detalhamento de blocos de fundação para pilares de seções compostas**. 2011. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2011.

MONTOYA, O. J.; MESEGUER, A. G.; CABRÉ, F. M. **Hormigón armado**. 13. ed. Barcelona: Gustavo Gili, 1991.

OLIVEIRA, Letícia Marchiori de. **Diretrizes para projeto de blocos de concreto armado sobre estacas**. 2009. 151 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2009.

PIANCASTELLI, Élvio Mosci. **Alertas sobre tensões de contato de fundações superficiais e programa de cálculo de tensões de contato**. [s.l.], [s.d.]. Notas de Aula da Escola de Engenharia da UFMG.

REBELLO, Yopanan Conrado Pereira. **Fundações: guia prático de projeto, execução e dimensionamento**. 3. ed. São Paulo: Zigurate, 2011.

SIMONATO, Gustavo. **Programa computacional para dimensionamento e detalhamento de blocos rígidos**. 2015. 71 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2015.

SPERNAU, Wilson. **Estruturas de fundações**. Florianópolis, s.d. Notas de Aula do Curso de Estruturas de Fundações da Universidade Federal de Santa Catarina.

THOMAZ, Eduardo; CARNEIRO, Luiz. **Considerações sobre o Dimensionamento de Blocos sobre Estacas com Uso do Método das Bielas e Tirantes**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE PONTES E ESTRUTURAS, 9., 2016, Rio de Janeiro. Anais... . Rio de Janeiro: Cbpe, 2016. p. 01 – 10.

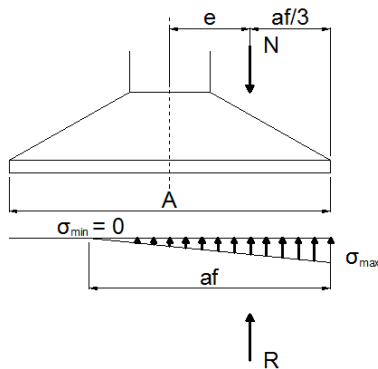
APÊNDICE A – Desenvolvimento da expressão de sapatas excêntricas.

Segundo a NBR 6122:2010, item 7.6.2, “No dimensionamento da fundação superficial, a área comprimida deve ser de no mínimo 2/3 da área total”. Para assegurar essa exigência da norma brasileira, a expressão abaixo deve ser verdadeira:

$$\left(\frac{e_x}{A}\right)^2 + \left(\frac{e_y}{B}\right)^2 \leq \frac{1}{12,96}$$

Para chegar à expressão acima citada, considera-se uma sapata retangular com dimensões da base A e B . Supondo que essa sapata seja excêntrica em apenas na direção X . A carga axial N terá uma excentricidade e_x de modo que a área de compressão da base da sapata esteja no mínimo estabelecido pela norma, ou seja, 2/3 da área real.

A tensão no solo de uma sapata excêntrica em que a carga axial encontra-se fora do núcleo central pode ser representada da seguinte forma:



Fonte: Elaborado pelo autor.

Pode-se escrever a_f e a tensão máxima como:

$$a_f = 3 \times \left(\frac{A}{2} - e_x \right)$$

$$\sigma_{max} = \frac{2 \times N}{a_f \times B}$$

Pode-se escrever as áreas da base da sapata, real e comprimida, respectivamente, como $S_{real} = A \times B$ e $S_{comprimida} = a_f \times B$. E, pela norma, tem-se que $S_{comprimida} \geq \frac{2}{3} \times S_{real}$.

$$a_f \times B \geq \frac{2}{3} \times A \times B$$

$$3 \times \left(\frac{A}{2} - e_x \right) \geq \frac{2}{3} \times A$$

$$\frac{e_x}{A} \leq \frac{5}{18}$$

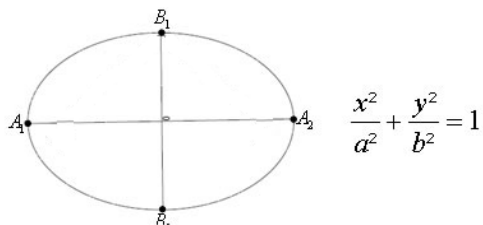
$$\frac{e_x}{A \times \frac{5}{18}} \leq 1$$

Fazendo o processo equivalente considerando a excentricidade na direção Y, tem-se:

$$\frac{e_y}{B} \leq \frac{5}{18}$$

$$\frac{e_y}{B \times \frac{5}{18}} \leq 1$$

Portanto, em casos onde haverá excentricidade nas duas direções, e tomando conhecimento que a equação da elipse é da por:



Fonte: Elaborado pelo autor.

Para que a área comprimida da base da sapata atenda a NBR 6122:2010, deverá ser verificada a seguinte expressão:

$$\frac{(e_x)^2}{\left(A \times \frac{5}{18}\right)^2} + \frac{(e_y)^2}{\left(B \times \frac{5}{18}\right)^2} \leq 1$$

$$\left(\frac{e_x}{A}\right)^2 + \left(\frac{e_y}{B}\right)^2 \leq \frac{1}{12,96}$$

ANEXO A – Tabela auxiliar para dimensionamento à flexão simples

FLEXÃO SIMPLES EM SEÇÃO RETANGULAR - ARMADURA SIMPLES

$\beta_c = \frac{x}{d}$	$k_c = \frac{bd^2}{M_d} (\text{cm}^2 / \text{kN})$									$k_s = \frac{A_s d}{M_d} (\text{cm}^2 / \text{kN})$			DOMÍNIO
	C10	C15	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	CA-25	CA-50	CA-60	
0,02	103,8	69,2	51,9	41,5	34,6	29,7	25,9	23,1	20,8	0,046	0,023	0,019	2
0,04	52,3	34,9	26,2	20,9	17,4	15,0	13,1	11,6	10,5	0,047	0,023	0,020	
0,06	35,2	23,4	17,6	14,1	11,7	10,1	8,8	7,8	7,0	0,047	0,024	0,020	
0,08	26,6	17,7	13,3	10,6	8,9	7,6	6,7	5,9	5,3	0,048	0,024	0,020	
0,10	21,5	14,3	10,7	8,6	7,2	6,1	5,4	4,8	4,3	0,048	0,024	0,020	
0,12	18,0	12,0	9,0	7,2	6,0	5,2	4,5	4,0	3,6	0,048	0,024	0,020	
0,14	15,6	10,4	7,8	6,2	5,2	4,5	3,9	3,5	3,1	0,049	0,024	0,020	
0,16	13,8	9,2	6,9	5,5	4,6	3,9	3,4	3,1	2,8	0,049	0,025	0,021	
0,18	12,3	8,2	6,2	4,9	4,1	3,5	3,1	2,7	2,5	0,050	0,025	0,021	
0,20	11,2	7,5	5,6	4,5	3,7	3,2	2,8	2,5	2,2	0,050	0,025	0,021	
0,22	10,3	6,8	5,1	4,1	3,4	2,9	2,6	2,3	2,1	0,050	0,025	0,021	
0,24	9,5	6,3	4,7	3,8	3,2	2,7	2,4	2,1	1,9	0,051	0,025	0,021	
0,26	8,8	5,9	4,4	3,5	3,0	2,5	2,2	2,0	1,8	0,051	0,026	0,021	3
0,28	8,3	5,5	4,1	3,3	2,8	2,4	2,1	1,8	1,7	0,052	0,026	0,022	
0,30	7,8	5,2	3,9	3,1	2,6	2,2	2,0	1,7	1,6	0,052	0,026	0,022	
0,32	7,4	4,9	3,7	3,0	2,5	2,1	1,8	1,6	1,5	0,053	0,026	0,022	
0,34	7,0	4,7	3,5	2,8	2,3	2,0	1,8	1,6	1,4	0,053	0,027	0,022	
0,36	6,7	4,5	3,3	2,7	2,2	1,9	1,7	1,5	1,3	0,054	0,027	0,022	
0,38	6,4	4,3	3,2	2,6	2,1	1,8	1,6	1,4	1,3	0,054	0,027	0,023	
0,40	6,1	4,1	3,1	2,5	2,0	1,8	1,5	1,4	1,2	0,055	0,027	0,023	
0,42	5,9	3,9	3,0	2,4	2,0	1,7	1,5	1,3	1,2	0,055	0,028	0,023	
0,438	5,7	3,8	2,9	2,3	1,9	1,6	1,4	1,3	1,1	0,056	0,028	0,023	
0,44	5,7	3,8	2,8	2,3	1,9	1,6	1,4	1,3	1,1	0,056	0,028		
0,46	5,5	3,7	2,7	2,2	1,8	1,6	1,4	1,2	1,1	0,056	0,028		
0,48	5,3	3,5	2,7	2,1	1,8	1,5	1,3	1,2	1,1	0,057	0,029		
0,50	5,2	3,4	2,6	2,1	1,7	1,5	1,3	1,1	1,0	0,058	0,029		
0,52	5,0	3,3	2,5	2,0	1,7	1,4	1,3	1,1	1,0	0,058	0,029		
0,54	4,9	3,2	2,4	2,0	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0	0,059	0,029		
0,56	4,7	3,2	2,4	1,9	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0	0,059	0,030		
0,58	4,6	3,1	2,3	1,9	1,5	1,3	1,2	1,0	0,9	0,060	0,030		
0,60	4,5	3,0	2,3	1,8	1,5	1,3	1,1	1,0	0,9	0,061	0,030		
0,628	4,4	2,9	2,2	1,8	1,5	1,3	1,1	1,0	0,9	0,061	0,031		
0,64	4,3	2,9	2,2	1,7	1,4	1,2	1,1	1,0	0,9	0,062			
0,68	4,2	2,8	2,1	1,7	1,4	1,2	1,0	0,9	0,8	0,063			
0,72	4,0	2,7	2,0	1,6	1,3	1,2	1,0	0,9	0,8	0,065			
0,76	3,9	2,6	2,0	1,6	1,3	1,1	1,0	0,9	0,8	0,066			
0,772	3,9	2,6	1,9	1,5	1,3	1,1	1,0	0,9	0,8	0,067			

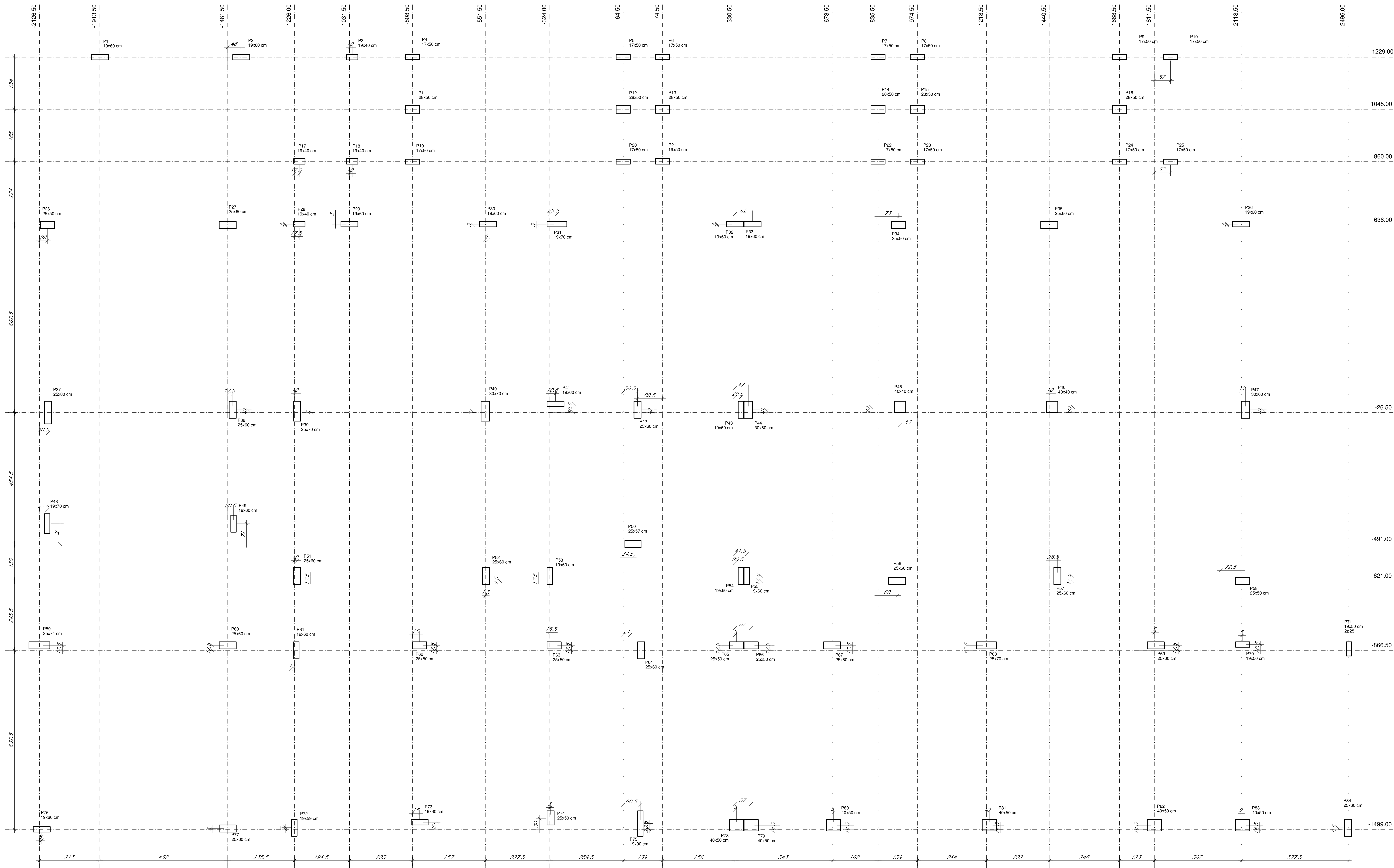
Elaborada por Alessandro L. Nascimento e Libânio M. Pinheiro.

De acordo com a NBR 6118:2003.

Diagrama retangular de tensões no concreto, $\gamma_c = 1,4$ e $\gamma_s = 1,15$.

Para $\gamma_c \neq 1,4$, multiplicar b por $1,4/\gamma_c$ antes de usar a tabela.

ANEXO B – Planta de cargas e locação de pilares.



		Plano		Carga Máx. (kN)	Carga Mín. (kN)
Nome	Seção (cm)	Coord X (cm)	Coord Y (cm)		
P1	19x60	-1913.50	1229.00	445	364
P2	19x60	-1413.50	1229.00	890	703
P3	19x40	-1021.50	1229.00	462	352
P4	17x50	-808.50	1230.00	679	354
P5	17x50	-64.50	1230.00	437	251
P6	17x50	74.50	1230.00	470	283
P7	17x50	835.50	1230.00	480	279
P8	17x50	974.50	1230.00	432	231
P9	17x50	1688.50	1230.00	508	351
P10	17x50	1811.50	1230.00	181	48
P11	28x50	-808.50	1045.00	577	455
P12	28x50	-64.50	1045.00	542	459
P13	28x50	74.50	1045.00	560	474
P14	28x50	835.50	1045.00	570	486
P15	28x50	974.50	1045.00	536	443
P16	28x50	1688.50	1045.00	522	399
P17	19x40	-1208.50	860.00	229	18
P18	19x40	-1021.50	861.00	727	423
P19	17x50	-808.50	860.00	674	343
P20	17x50	-64.50	860.00	478	241
P21	19x50	74.50	861.00	425	293
P22	17x50	835.50	860.00	501	281
P23	17x50	974.50	860.00	415	229
P24	17x50	1688.50	860.00	542	326
P25	17x50	1811.50	860.00	176	50
P26	25x50	-2008.50	636.00	1485	1181
P27	25x50	-1461.50	636.00	1254	1561
P28	19x40	-1208.50	639.00	937	701
P29	19x60	-1031.50	639.00	1170	786
P30	19x60	-842.50	639.00	1106	715
P31	19x70	-298.50	639.00	1445	987
P32	19x60	332.50	639.00	1060	825
P33	19x60	362.50	639.00	975	751
P34	25x50	908.50	636.00	1590	1242
P35	25x50	1440.50	636.00	1772	1402
P36	19x60	2118.50	639.00	1196	895
P37	25x60	-2096.00	-26.50	2572	1890
P38	25x60	-1444.00	-16.50	1931	1477
P39	25x70	-1216.00	-21.50	2701	2085
P40	30x70	-501.50	-21.50	3171	2364
P41	19x60	-302.50	4.00	1028	665
P42	25x60	-14.00	-16.50	2150	1574
P43	19x60	351.00	-16.50	1406	1156
P44	30x60	377.50	-16.50	1888	1504
P45	40x40	913.50	-6.50	2855	2224
P46	40x40	1452.50	-6.50	3215	2445
P47	30x60	2133.50	-16.50	2185	1747
P48	19x70	-2096.00	419.00	1411	948
P49	19x60	-1441.00	-419.00	1353	1007
P50	25x57	-30.00	-491.00	1388	1040
P51	25x60	-1216.00	-603.50	1606	1262
P52	25x60	-549.00	-603.50	1723	1280
P53	19x60	-324.00	-603.50	1428	1194
P54	19x60	351.00	-603.50	1229	905
P55	19x60	372.00	-603.50	1050	817
P56	25x60	803.50	-621.00	2069	1634
P57	25x60	1469.00	-603.50	2143	1651
P58	25x50	2123.50	-621.00	1213	975
P59	25x74	2126.50	-849.00	2070	1627
P60	25x60	-1461.50	-849.00	1921	1464
P61	19x60	-1219.00	-866.50	1314	981
P62	25x50	-783.50	-849.00	1660	1266
P63	25x50	-308.50	-849.00	1683	1382
P64	25x60	1.00	-866.50	1392	1104
P65	25x50	335.50	-849.00	936	701
P66	25x50	387.50	-849.00	798	551
P67	25x60	673.50	-849.00	1798	1270
P68	25x70	1218.50	-849.00	2327	1798
P69	25x60	1818.50	-849.00	1794	1337
P70	19x50	2132.50	-849.00	1149	871
P71	19x50	2499.00	-861.50	454	290
P72	19x59	-1226.00	-1494.00	1033	800
P73	19x60	-783.50	-1474.00	1278	1014
P74	25x50	-321.00	-1458.50	1303	1051
P75	19x50	4.00	-1478.50	1140	786
P76	19x60	-2118.50	-1499.00	1164	908
P77	25x60	-1461.50	-1496.00	1370	1064
P78	40x50	332.50	-1484.50	770	578
P79	40x50	387.50	-1484.50	634	443
P80	40x50	678.50	-1484.50	1432	1104
P81	40x50	1228.50	-1484.50	1848	1428
P82	40x50	1811.50	-1484.50	1459	1114
P83	40x50	2132.50	-1484.50	886	678
P84	25x60	2496.00	-1493.50	414	249

1 LOCAÇÃO DE PILARES
ESCALA: 1:50

PROJETO DE EDIFICAÇÃO
TCC MATHEUS ARCENO

PROJETO

CONTEÚDO

ESTRUTURAL

LOCAÇÃO DE PILARES

INSTITUIÇÃO

UFSC

DATA

14/06/2018

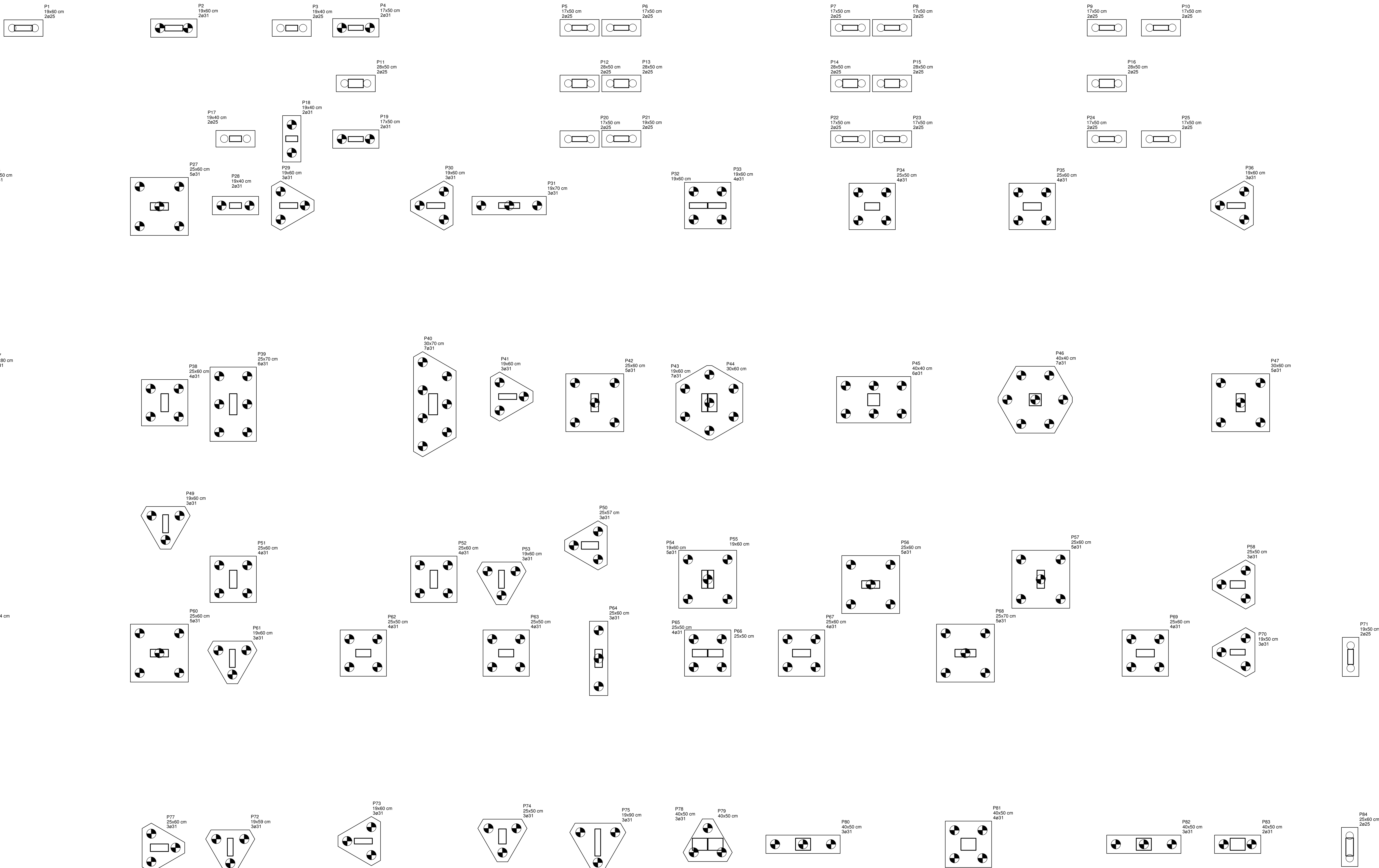
MATRÍCULA

13100547

PRIMEIRO

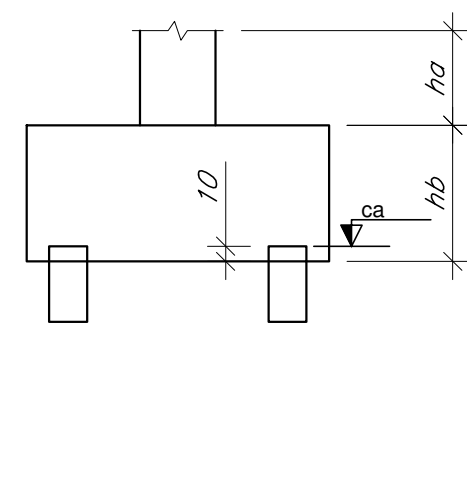
01

ANEXO C – Planta de locação de blocos de coroamento.



Nome	Seção	Piares		Coord Y	Coord X	Estrutura	de
		Coord X	Coord Y				
P1	19x40	-1913.50	1229.00	2	25		
P2	19x40	-1413.50	1229.00	2	31		
P3	19x40	-1021.50	1229.00	2	25		
P4	17x50	-808.50	1230.00	2	31		
P5	17x50	-44.50	1230.00	2	25		
P6	17x50	74.50	1230.00	2	25		
P7	17x50	835.50	1230.00	2	25		
P8	17x50	974.50	1230.00	2	25		
P9	17x50	1688.50	1230.00	2	25		
P10	17x50	1868.50	1230.00	2	25		
P11	28x50	-808.50	1045.00	2	25		
P12	28x50	-44.50	1045.00	2	25		
P13	28x50	74.50	1045.00	2	25		
P14	28x50	835.50	1045.00	2	25		
P15	28x50	974.50	1045.00	2	25		
P16	28x50	1688.50	1045.00	2	25		
P17	19x40	-1208.50	861.00	3	31		
P18	19x40	-1021.50	861.00	2	31		
P19	17x50	-808.50	860.00	2	31		
P20	17x50	-44.50	860.00	2	25		
P21	19x50	74.50	861.00	2	25		
P22	17x50	835.50	860.00	2	25		
P23	17x50	974.50	860.00	2	25		
P24	17x50	1688.50	860.00	2	25		
P25	17x50	1868.50	860.00	2	25		
P26	25x60	-2098.50	636.00	4	31		
P27	25x60	-1451.50	636.00	5	31		
P28	19x40	-1208.50	639.00	2	31		
P29	19x40	-1021.50	639.00	2	31		
P30	19x60	-542.50	639.00	3	31		
P31	19x70	-298.50	639.00	3	31		
P32	19x60	330.50	639.00	3	25		
P33	19x60	392.50	639.00	4	31		
P34	25x60	958.50	636.00	4	31		
P35	25x60	1440.50	636.00	4	31		
P36	19x60	2118.50	639.00	3	31		
P37	25x60	-2098.00	-26.50	6	31		
P38	25x60	-1444.00	-16.50	4	31		
P39	25x70	-1216.00	-21.50	6	31		
P40	30x70	-551.50	-21.50	7	31		
P41	19x60	-303.50	4.00	3	31		
P42	25x60	-114.00	-16.50	5	31		
P43	19x60	351.00	-16.50	7	31		
P44	30x60	377.50	-16.50	5	31		
P45	40x40	913.50	-6.50	6	31		
P46	40x40	1450.50	-6.50	7	31		
P47	30x60	2133.50	-16.50	5	31		
P48	19x70	-2098.00	-419.00	3	31		
P49	19x60	-1441.00	-419.00	3	31		
P50	25x60	-30.00	-491.00	3	31		
P51	25x60	-1216.00	-603.50	4	31		
P52	25x60	-549.00	-603.50	4	31		
P53	19x60	-324.00	-603.50	3	31		
P54	19x60	351.00	-603.50	5	31		
P55	19x60	372.00	-603.50	4	25		
P56	25x60	903.50	-621.00	5	31		
P57	25x60	1469.00	-603.50	5	31		
P58	25x60	2123.50	-621.00	3	31		
P59	25x74	-2126.50	-849.00	5	31		
P60	25x60	-1461.50	-849.00	5	31		
P61	19x60	1218.00	-866.50	3	31		
P62	25x50	-783.50	-849.00	4	31		
P63	25x50	-308.50	-849.00	4	31		
P64	25x60	1.00	-866.50	3	31		
P65	25x50	335.50	-849.00	4	31		
P66	25x50	387.50	-849.00	5	25		
P67	25x60	673.50	-849.00	4	31		
P68	25x70	1218.50	-849.00	5	31		
P69	25x60	1816.50	-849.00	4	31		
P70	19x50	2123.50	-846.00	3	31		
P71	19x50	2499.00	-861.50	2	25		
P72	19x59	-1226.00	-1494.00	3	31		
P73	19x60	-783.50	-1474.00	3	31		
P74	25x60	-321.00	-1458.50	3	31		
P75	19x60	-4.00	-1478.50	3	31		
P76	19x60	2118.50	-1499.00	3	31		
P77	25x60	-1461.50	-1496.00	3	31		
P78	40x50	335.50	-1484.50	3	31		
P79	40x50	387.50	-1484.50	2	25		
P80	40x50	678.50	-1484.50	3	31		
P81	40x50	1228.50	-1484.50	4	31		
P82	40x50	1811.50	-1484.50	3	31		
P83	40x50	2123.50	-1484.50	2	31		
P84	25x60	2496.00	-1493.50	2	25		

Símbologia	Estrutura	Quantidade
	25	56
	31	222



1. LOCAÇÃO DE BLOCOS
ESCALA: 1:50

